

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

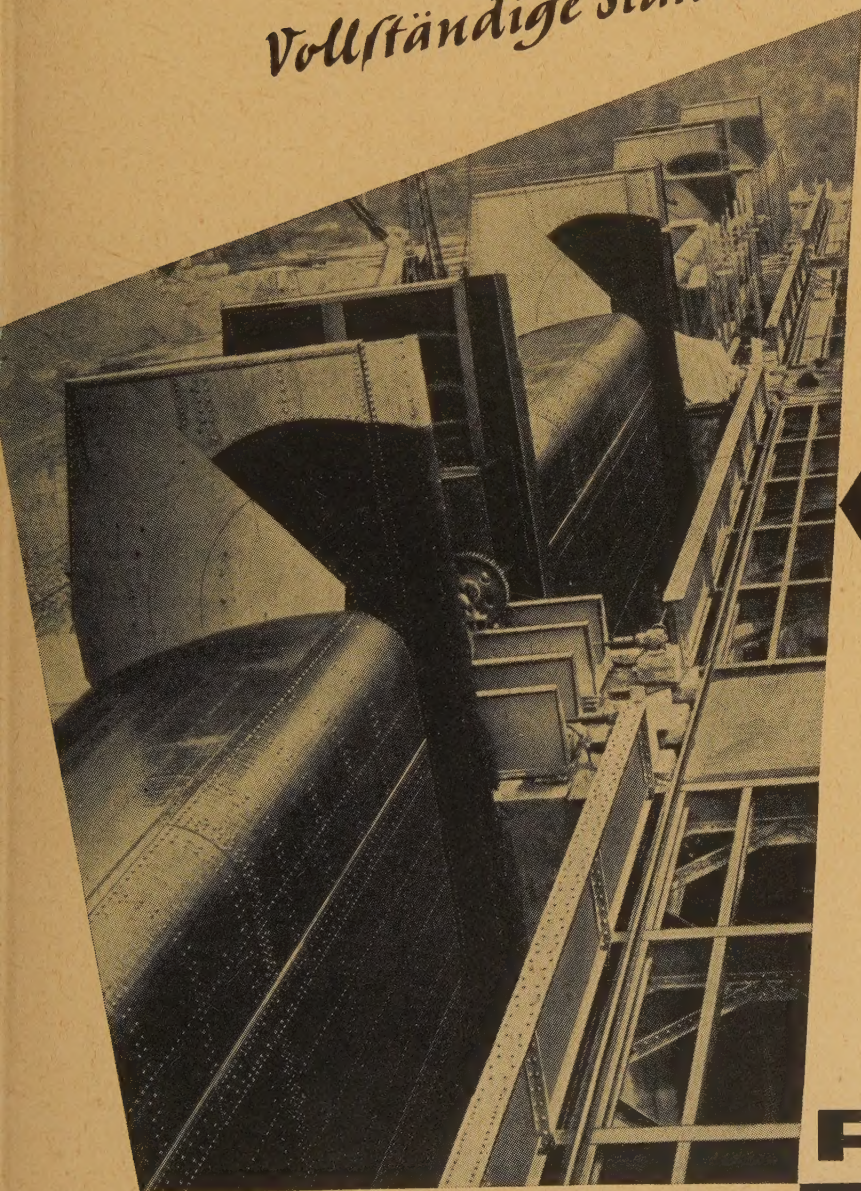
SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

29. JAHRGANG

JUNI 1954

HEFT 6

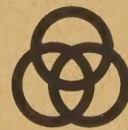
Vollständige Stahl-Wasserbauanlagen



WEHRANLAGE

Niederaichbach (Isar)

4 Rollschütze mit Aufsatzklappe, je 17 m lichte
Weite, 8,5 m Bauhöhe, 2,5 m Klappenhöhe.



FRIED. KRUPP

MASCHINEN- UND STAHLBAU

RHEINHAUSEN

ZUR HAUPTVERSAMMLUNG 1954 DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT



Leicht, widerstandsfähig und schnell montierbar

ist das Stahlrohr das geeignete Element
für kühne und formschöne Konstruktionen.

Es erfüllt alle Anforderungen des
Architekten und Baumeisters an technische
und wirtschaftliche Eigenschaften.

Die statischen Vorzüge des Rohres
ergeben eine beträchtliche Einsparung
an Material und Kosten für Transport und
Aufbau; der runde Querschnitt macht es
weitgehend korrosionssicher und verringert
den Aufwand für Anstrich und Erhaltung.

Unsere Spezialisten schweißen alle
Rohr-Konstruktionen aufbaufertig in
unserem Werk. Wir beraten Sie gern.



RHEINROHR

RHEINISCHE RÖHRENWERKE AKTIENGESELLSCHAFT MÜLHEIM (RUHR)



**Westfalenhalle
und Reinoldikirche,**

weit geht beider Ruf als
Wahrzeichen neuer und
mittelalterlicher Baukunst
über die Grenzen Dort-
munds hinaus.

Hoesch Betonstahl II

trägt in luftiger Stahlbetonkonstruktion
die Zuschauerränge und Glaswände der größten und schönsten Sporthalle Europas.

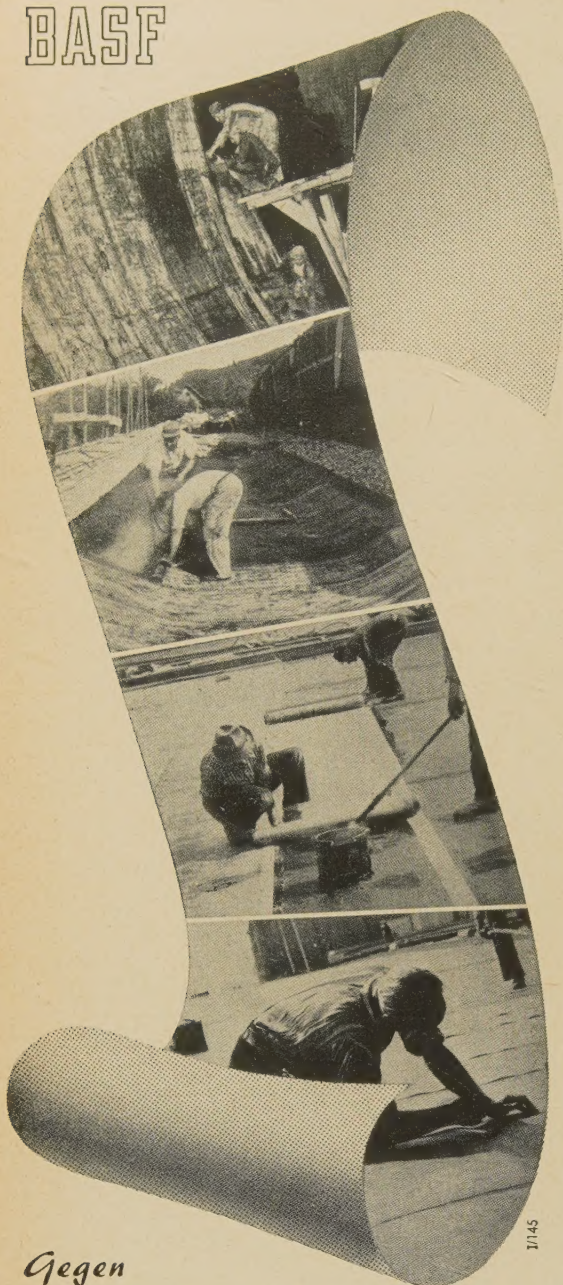
Hoesch Betonstahl II

wird zum Wiederaufbau des im Kriege zerstörten Reinoldikirchturms verwendet.

WESTFALENHÜTTE AG
DORTMUND

Kobour

BASF



17/45

Gegen Grundwasser und Feuchtigkeit

schützt die Abdichtung mit einer als homogene Isolierhaut verlegten

OPPANOL BA - Folie

Diese Folie, ein BASF-Erzeugnis, ist

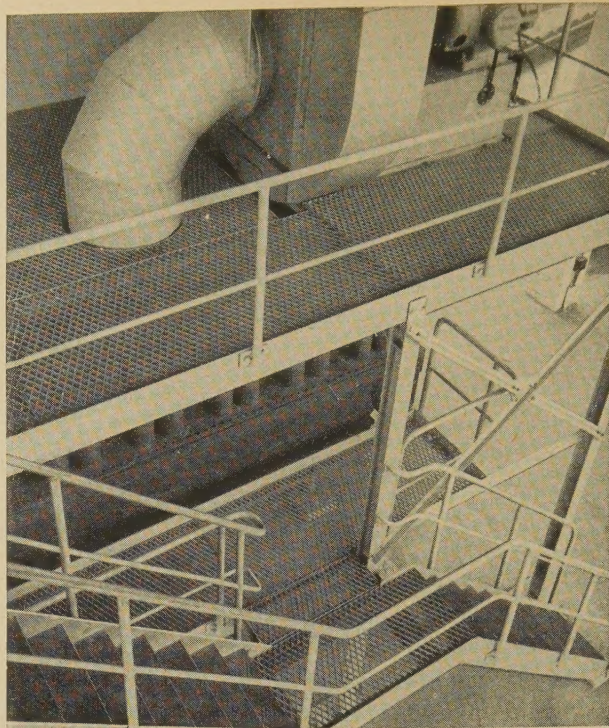
hochdehnbar
alterungsbeständig
verrottungsfest.

Oppanol BA-Folie wird mit bestem Erfolg zur Abdichtung von Tunnel- und Stollenbauten, Brücken, Baugründen, Terrassen, Bädern u. a. verwendet.

Bitte verfügen Sie über unseren technischen Dienst, der Sie bei speziellen Problemen gerne beraten wird.



Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.
LUDWIGSHAFEN A. RHEIN



Diagonal Gitterroste

Wilhelm Hähn, Ferndorf

Gegründet 1875

(Kreis Siegen)

Roste- und Apparatebau

Rothe Erde

KUGEL-DREHVERBINDUNGEN

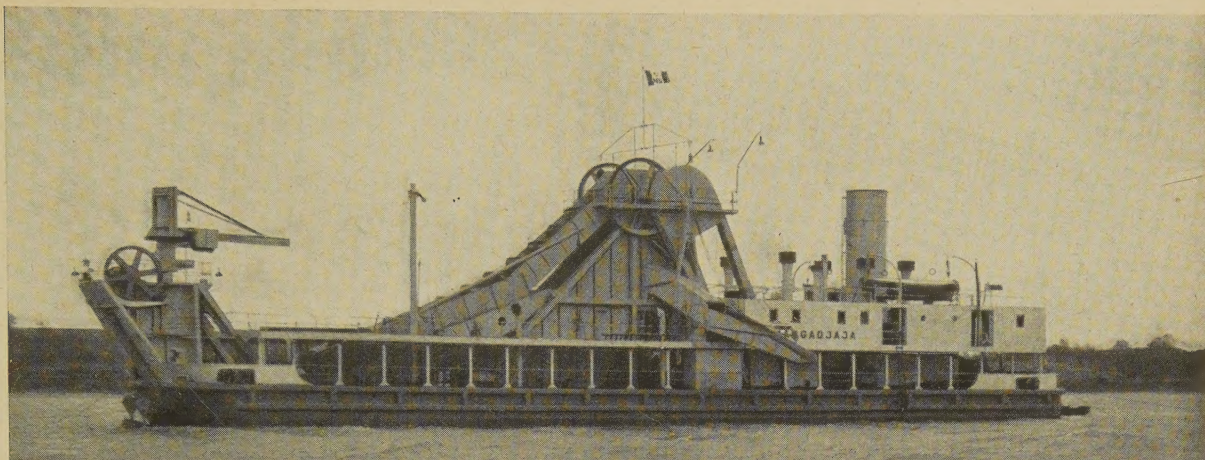
Deutsches Patent, Auslandspat. ang.

Doppelreihige-dreiteilige Kugellager zur Aufnahme hoher Axialkräfte und Kippmomente

KEIN KÖNIGSZAPFEN MEHR!



EISENWERK *Rothe Erde* GMBH DORTMUND



EIMERKETTEN-BAGGER „MARGADJAJA“

Eimerinhalt 600 Liter, Baggertiefe 17 m, Baujahr 1953, erbaut für den Hafen von Surabaya

Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau

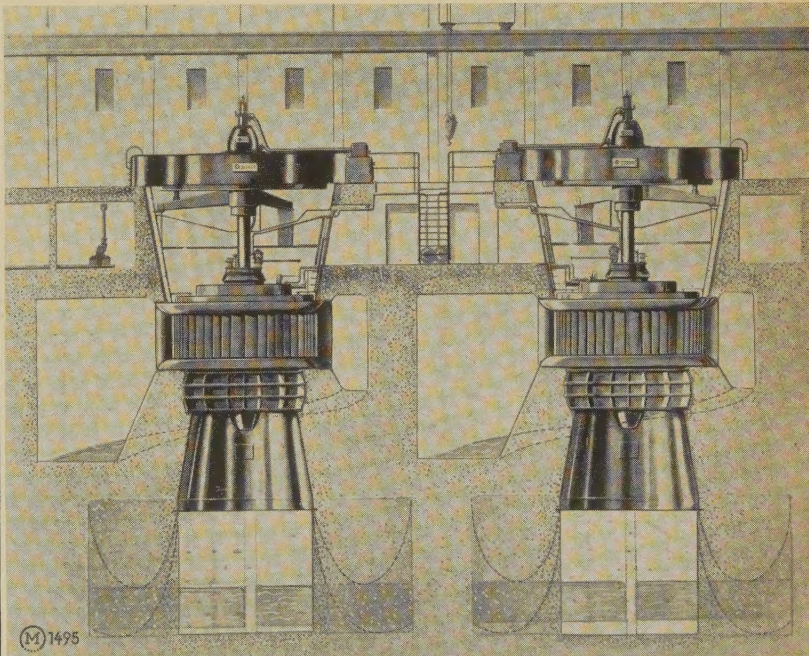
AKTIENGESELLSCHAFT

LÜBECK

Wasser- Turbinen

Kaplan-, Propeller-, Diagonal-,
Francis- und Freistrahlturbinen
für alle Verhältnisse und Leistungen

Regler aller Art und Größe, auch
für ferngesteuerte und automa-
tische Wasserkraftanlagen. Präzi-
sions-Turbinengetriebe, Rechen-
reinigungsmaschinen fahrbar und
ortsfest, Triebwerkteile, Rechen-
Schützen- und Wehranlagen
jeder Größe, Maier-Dreh- und
Ringschieber, Drosselklappen,
Druckrohrleitungen
Eisenwasserbauten



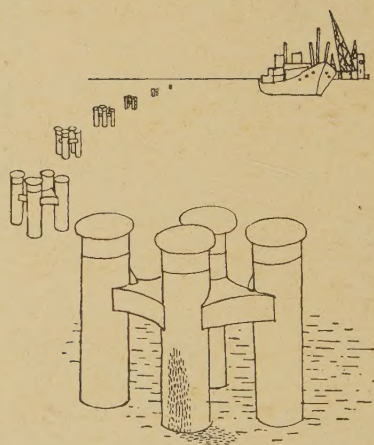
Obiges Bild zeigt den Querschnitt des Flußkraftwerkes Ellgau am Lech. Jede der beiden Kaplan-Turbinen hat eine Leistung von 6850 PS bei einem Laufrad-Durchmesser von 3600 mm

MASCHINENFABRIK B. MAIER K.-G. - BRACKWEDE (WESTF.)



**Röhren
+
Bleche**

86



Mannesmann

Anfragen an Mannesmann-Verkaufsgemeinschaft • Düsseldorf • Mannesmannhaus

Kräftespiel und Gestaltungsmöglichkeiten bei Wehranlagen mit einteiligen Planschützen.

Von Dr.-Ing. Fritz Hartung, Dortmund.

I.

Für die Bemessung der einfachen Tafelschützen (Abb. 1) wird stets die Staulage als maßgebend betrachtet. Die Träger werden derart angeordnet, daß sie in dieser Stellung der Maximalbelastung gleiche Lastanteile erhalten

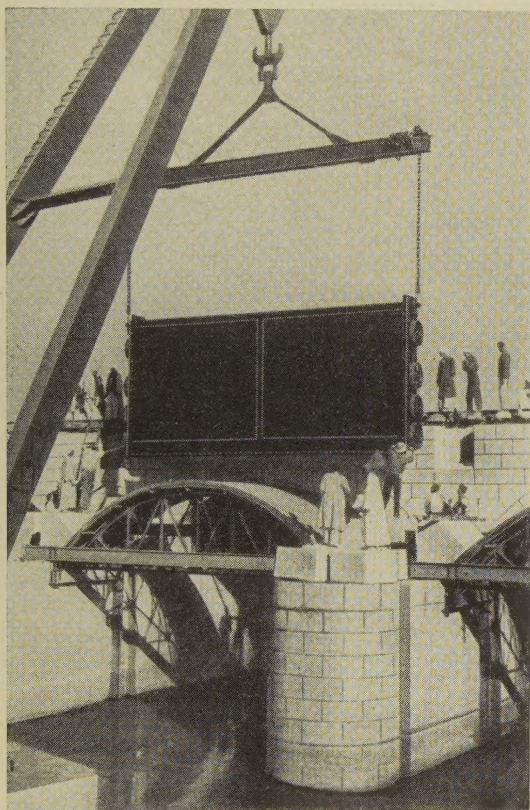


Abb. 1. Einsetzen einer Tafelschütze in ein überseeisches Brückenwehr.

und möglichst im Schwerpunkt ihres Anteiles am Druckdreieck liegen (Abb. 2 a). Auf die Längeneinheit der Schütze wirkt der Wasserdruk $w = h^2/2$. Ein Unterwasserdruck wird nicht in Rechnung gesetzt. Selbst wenn ein ständiges Unterwasser vorhanden ist, wird angenommen, daß es vom Schußstrahl unter der angehobenen Schütze ferngehalten wird (Wassersprung). Bei Annahme von zwei Hauptträgern ergibt sich folgendes Schema einer Schütze (Abb. 2 b): $x = 0,333 h$; $y = 0,138 h$; $o = u = 0,195 h$; $e = o + u = 0,390 h$. Der Lastanteil der beiden Träger ist in Staulage

$$p_I = p_{II} = w/2 = h^2/2.$$

Im angehobenen Zustand, also bei Überströmung, wird üblicherweise das der Eintauchtiefe der Schütze $(h-a)$ entsprechende Druckdreieck als Belastung angenommen

(Abb. 2 b), wobei die Belastung der Längeneinheit der Schütze bei der Spaltweite a sich zu $w = (h-a)^2/2$ ergibt.

Diese Belastung ist aber unsymmetrisch zu einem nach obigen Regeln entworfenen Tragsystem, so daß ein Drillmoment an der Schütze wirksam wird, das negativen Drehsinn hat, wenn in der Staulage der Systemschwerpunkt mit dem Belastungsschwerpunkt zusammenfällt. Häufig werden die Tragwerke der Schützen heute schon als torsionsfeste Körper entworfen (Abb. 3), als Dreigurt- oder Kastenschützen. Grundsätzlich ist aber auch dann die Biegebeanspruchung für die Bemessung

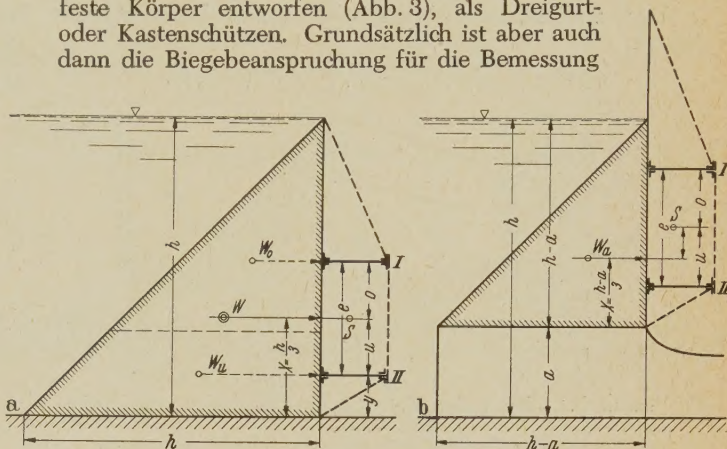


Abb. 2 a u. b. Schema des Kräftespiels und der Tragwerksanordnung einer Tafelschütze in Staulage und im angehobenen Zustand.

maßgebend. Bei der Spaltweite a verteilt sich die Belastung auf die Träger wie folgt:

$$p_I = \frac{(h-a)^2}{4} \cdot \left(1 - 1,72 \frac{a}{h}\right); \quad p_{II} = \frac{(h-a)^2}{4} \cdot \left(1 + 1,72 \frac{a}{h}\right);$$

und das Drillmoment wird

$$M_v = -a(h-a)^2/6.$$

II.

Diese rein statischen Annahmen treffen in der Wirklichkeit nicht zu, weil bei Unterströmung die vor der Schütze befindliche Wassermenge in Bewegung kommt und dadurch die vom Wasser auf die Schützwand ausgeübten Kräfte nach Größe und Lage andere werden. Sind die üblichen Vereinfachungen nun gefährlich oder zu sehr auf der sicheren Seite?

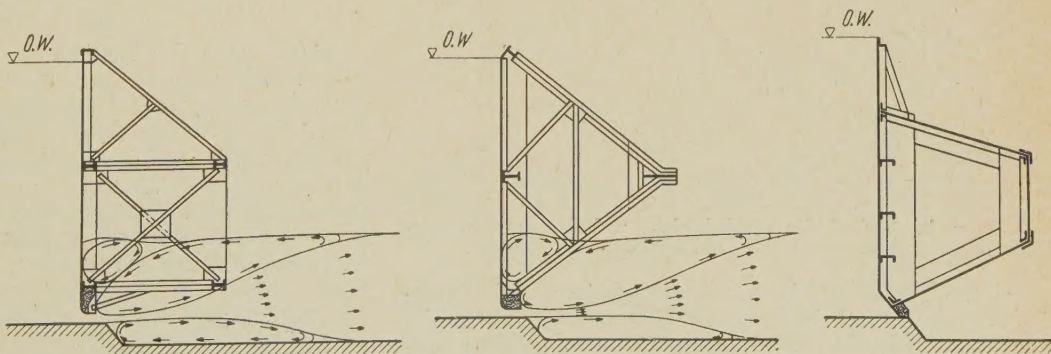


Abb. 3. Querschnittsformen einteiliger Schützen.

Kulka [1] S. 127 ging von der Annahme aus, daß sich bei kleinem Spalt eine sog. Quellströmung einstellt. Geht man von den geraden und zueinander senkrecht stehenden

Begrenzungen der Strömung von der Schütze aus, dann sind die Äquipotential-Linien Viertelkreise um den Quellpunkt, d. h. den Schnittpunkt von lotrechter Schütze und waagrechter Sohle (Abb. 4a). Dann wird die Geschwindigkeit an einer Stelle in der Höhe i vor der Stauwand $v_i = v_a \cdot \frac{a}{i}$, und der Druckabfall an der Stelle i ist

$$\Delta p_i = \frac{v_i^2}{2g} = \frac{v_a^2}{2g} \cdot \frac{a^2}{i^2}.$$

Kulka setzte dann weiter nach der alten Hydraulik:
 $v_a = \sqrt{2g(h-a)}$; $v_a^2 = 2g(h-a)$; $\Delta p_i = (h-a) \frac{a^2}{i^2}$;

$$\Delta w = \int_a^h \Delta p_i di = \int_a^h \frac{(h-a) \cdot a^2}{i^2} \cdot di = (h-a)^2 \cdot \frac{a}{h}.$$

Der verbleibende dynamische Wasserdruck wurde danach
 $w_d = w_{st} - \Delta w = (h-a)^2/2 - a/h \cdot (h-a)^2$.

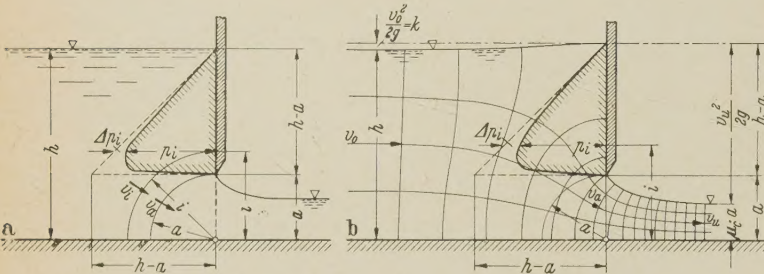


Abb. 4 a u. b. Schema des Unterströmungsvorganges nach Kulka und Rouse.

Bei $a/h=0,50$, also Hub gleich halber Schützenhöhe, würde die Belastung einer Schützentafel schon gleich Null werden (Abb. 5a). Diese Annäherung ist offensichtlich zu grob. Selbst beim Ausfluß aus einem Staubecke (Energienlinie horizontal) kann dieser Fall erst bei $a/h=0,67$ (Grenz-tiefe) eintreten (Abb. 6). In einem Gerinne, bei dem Energienlinie, Wasserspiegel und Sohle parallel laufen, muß er dann vorliegen, wenn die Eintauchtiefe der Schütze etwa gleich der Geschwindigkeitshöhe des ausströmenden Wassers wird, also unter der Bedingung $(h-a)=v_a^2/2g$.

Die obige Ableitung erfaßt zwei wesentliche Dinge noch nicht (Abb. 5b):

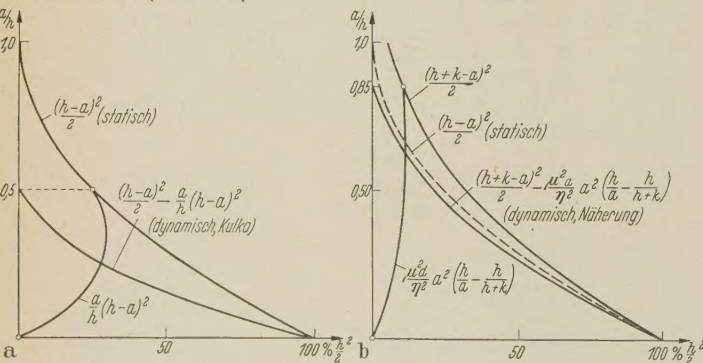


Abb. 5 a u. b. Verlauf der Druckabnahme und des Gesamtwasser-drucks je Längeneinheit in Abhängigkeit vom Hubweg.

a) die Änderung der Geschwindigkeiten und Durchflußmengen beim Anheben einer Schütze infolge der Änderung der Maßverhältnisse für die hydrodynamischen Vorgänge. Diese berücksichtigt man am besten durch Benutzung der Abflußformel von Rouse [2] S. 95:

$$q = \mu_d \cdot a \sqrt{2gh}; \quad \mu_d = \frac{\mu_c}{\sqrt{1 + \mu_c \cdot a/h}}.$$

μ_c ist darin der Kontraktionsbeiwert des unter der Schütze austretenden Strahles (Abb. 7). Die rein theoretische Ermittlung bei unendlich langen Grenzflächen ergibt $\mu_c=0,605$ (Kulka [1] S. 128). Für die Praxis wird $\mu_c=0,610$ für alle Spaltweiten gesetzt;

b) die Tatsache, daß eine Quellströmung nur bei sehr kleinen Spaltweiten vorliegt. In Wirklichkeit verändert sich die Durchflußweite der maßgebenden Äquipotentialfläche im Spalt vom Viertelzylinder mit $1,57a$ Weite bei kleinstem Spalt a/h gegen 0 bis zur Ebene von $1,0a$ Weite bei ganz gehobener Schütze $a/h=1,0$ mit parallelen Stromlinien. Es muß also eine mit a/h veränderliche Durchflußfläche $F=\eta \cdot a$ eingesetzt werden. Unter Zugrundelegung von

$$\eta = 1,57 \sqrt{0,325 \cdot a/h}$$

ergibt sich unter Erfassung der in a) und b) behandelten Einflüsse im Näherungsverfahren folgender Rechnungsgang:

$$v_a = \frac{q}{\eta \cdot a}; \quad q = \mu_d \cdot a \cdot \sqrt{2gh}; \quad v_a = \frac{\mu_d}{\eta} \sqrt{2gh};$$
$$v_a^2 = \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot 2gh; \quad \frac{v_a^2}{2g} = \frac{\mu_d^2}{\eta^2} h; \quad \Delta p_i = \frac{\mu_d^2}{\eta^2} h \cdot \frac{a^2}{i^2}.$$

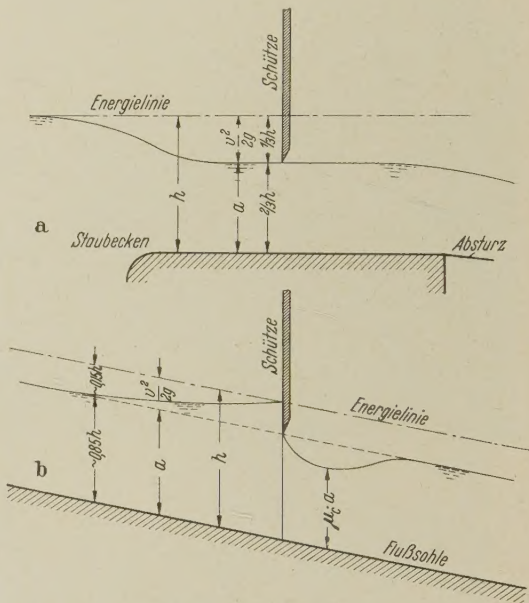


Abb. 6 a u. b. Schütze am Ausfluß eines Beckens und in einem endlosen Gerinne.

Untersucht man die Druckverhältnisse an der Schütz-unterkante genau im Ablösungspunkt, an dem die freie Oberfläche beginnt, so muß gelten

$$p_a = h + \frac{v_0^2}{2g} - a - \frac{v_a^2}{2g} - \frac{v_a^2}{\rho g} = 0.$$

Darin ist ρ der Einfluß der zentrifugalen Kräfte bei gekrümmten Stromfäden. Solche entstehen natürlich bei der Umlenkung an der Schützunterkante, und nur dieses Glied läßt die Bernoullische Gleichung erfüllt sein. Errechnet man ρ aus dieser Beziehung, so erhält man übrigens durchaus passende Werte. Für die Belastungsgröße ist das Krümmungsglied jedoch ohne Bedeutung, denn es ist nur im alleruntersten Bereich von Einfluß. Vor der Stauwand ist $\rho = \infty$, und deshalb ist

$$p_i = h + \frac{v_0^2}{2g} - a - \frac{v_a^2}{2g} \cdot \frac{a^2}{i^2} = h + k - a - \frac{\mu_d^2}{\eta^2} h.$$

Der Druckabfall infolge Strömung vor der Stauwand an der Stelle i wird

$$\Delta p_i = \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot h \cdot \frac{a^2}{i^2},$$

Die Abnahme des Gesamtwasserdruckes je Längeneinheit auf die senkrechte Schütztafel bei der Spaltweite a ist

$$\Delta w = \int_a^{h+k} \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot h \cdot \frac{a^2}{i^2} = \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot h \cdot a^2 \cdot \int_a^{h+k} \frac{1}{i^2} di = \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot h \cdot a^2 \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{h+k} \right);$$

$$\Delta w = \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot a^2 \left(\frac{h}{a} - \frac{h}{h+k} \right).$$

und der dynamische Gesamtwasserdruck auf die Schütze

$$w_d = w_{st} - \Delta w = \frac{(h+k-a)^2}{2} - \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot a^2 \left(\frac{h}{a} - \frac{h}{h+k} \right).$$

Trägt man den Verlauf des Gesamtwasserdruckes in Abhängigkeit vom Verhältnis a/h auf (Abb. 5b), so findet man, daß der Gesamtwasserdruck etwa bei $a/h=0,85$ zu Null wird, was den wirklichen Verhältnissen im Gegensatz zur Kulkaschen Rechnung sehr nahe kommt. Man sieht aber auch weiterhin, daß die so berechneten Wasserdrücke auf die Schütze von der rein statischen Annahme $(h-a)^2/2$ sehr wenig abweichen, während die Ermittlung nach $(h+k-a)^2/2$, die man manchmal findet, falsch ist. Die übliche Annahme der Praxis, den Wasserdruck auf

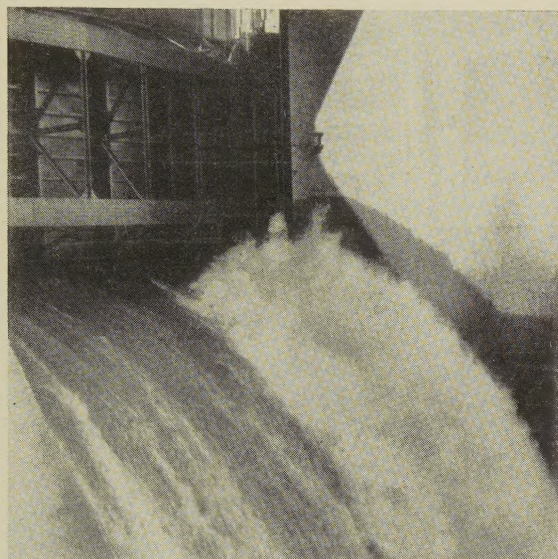


Abb. 7. Durchfluß unter einer angehobenen Schütze.

eine Schütze mit $(h-a)^2/2$ anzusetzen, ist also genau genug und bleibt etwas auf der sicheren Seite.

Eine maßstäbliche Darstellung einer statischen und einer dynamischen Belastungsfläche für $a/h=0,30$ gibt Abb. 8.

Ermittelt man dann den Schwerpunkt der dynamischen Belastungsfläche aus

$$x = \frac{\frac{(h+k-a)^2}{2} \cdot \frac{(h+k+2a)}{3} - \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot a^2 \cdot h \cdot (\ln h - \ln a)}{\frac{(h+k-a)^2}{2} - \frac{\mu_d^2}{\eta^2} \cdot a^2 \left(\frac{h}{a} - \frac{h}{h+k} \right)},$$

so kann man die Verteilung der unsymmetrischen Belastung auf zwei Hauptträger bzw. das Drillmoment auf ein beliebiges Tragwerk errechnen (Abb. 9). Es zeigt sich, daß der obere Träger eines Trägerpaares praktisch nicht betroffen wird, während der untere allerdings schneller entlastet wird. Interessanter ist schon, daß das Drillmoment bei dynamischer Berechnung nur 75 % des auf statischem Wege ermittelten ist. Sein Maximum tritt bei $a/h=0,33$ auf, wenn die Beanspruchung durch Biegung nur noch 40 % von derjenigen in Staulage ist. Deshalb bleibt auch bei Torsionskörpern stets die Biegung in Staulage maßgebend.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß bei einteiligen Schützen die genaue Erfassung der hydrodynamischen

Belastung nicht wesentlich ist. Gleichgültig, welches Tragsystem gewählt wird, bleibt doch die Staulage für die Bemessung auf Biegung maßgebend, und für Zwischenstellungen ist die Ermittlung der Belastung nach $(h-a)^2/2$ genau genug.

III.

Wie steht es nun mit den Antrieben? Diese, ebenso wie die Huborgane — Seile oder Ketten —, werden entsprechend den Hubkräften dimensioniert. Ihre Kosten betragen 30—50 % der gesamten Stahlteile eines Wehres und sind eine direkte Funktion der Hubkräfte.

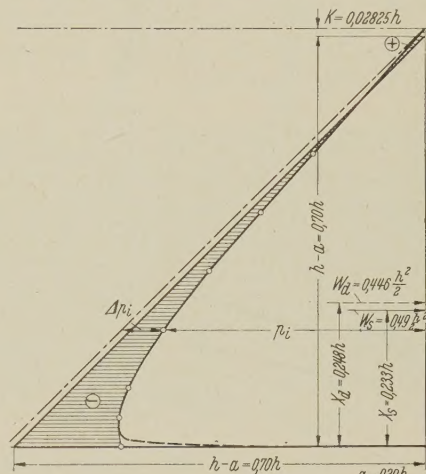


Abb. 8. Belastungsfläche statisch und dynamisch für $a/h = 0,30$.

Üblicherweise wird die Zugkraft ermittelt aus

$$Z = E + K + R_d + R_w.$$

Darin ist E das Eigengewicht, das auf dem gesamten Hubweg konstant ist, und K das Kettengewicht, das entsprechend dem Hubweg von K_u in Staulage bis K_0 in gehobener Lage abnimmt. R_d ist die Dichtungsreibung, die eine Funktion des Anpreßdruckes — infolge Wasserdruckes und/oder Eigenspannung — und des Reibungsbeiwertes der Dichtung ist. Da man die Dichtung, um sie zu schonen, meistens oberhalb der Stauhöhe außer Eingriff kommen läßt, geht R_d für $a/h=1,0$ gegen Null. Alle diese Einflüsse sind nicht von hydrodynamischen Vorgängen abhängig.

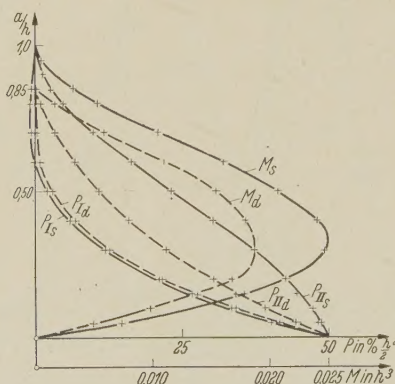


Abb. 9. Vergleich der Trägerlasten und des Verdrillungsmomentes einer Schütze nach statischer und dynamischer Rechnung.

R_w ist die Reibung der Schütze am Pfeiler unter der Einwirkung des horizontalen Wasserdruckes. Dabei wird der Wasserdruck gewöhnlich für $a/h=0$ mit $h^2/2$ und für $a/h=1,0$ mit 0 eingesetzt und beide Punkte geradlinig verbunden (Abb. 10a). Auffallend an einem einfachen Diagramm der Hubkraft in Abhängigkeit vom Weg ist eine ausgesprochene Spitze im ersten Augenblick des Anhebens. In diesem Zustand besteht aber auch die größte Gefahr zusätzlicher Kräfte (z. B. Vereisung, Versandung, Rostbil-

dung, Übergang von ruhender in bewegte Reibung), so daß hier noch ein Sicherheitszuschlag gefordert wird, also

$$Z_u = \gamma (E + K_u + R_d + R_w),$$

wobei γ die Größe von 1,10 bis 1,25 hat. In Höchstlage dagegen bleibt nur das Eigengewicht zu heben, und es können keinerlei unerwartete Zusatzkräfte auftreten, d. h.

$$Z_0 = E + K_0.$$

Die Notwendigkeit solcher Zuschläge in Tiefstlage macht den Charakter der Spitze noch ausgesprochener, nach

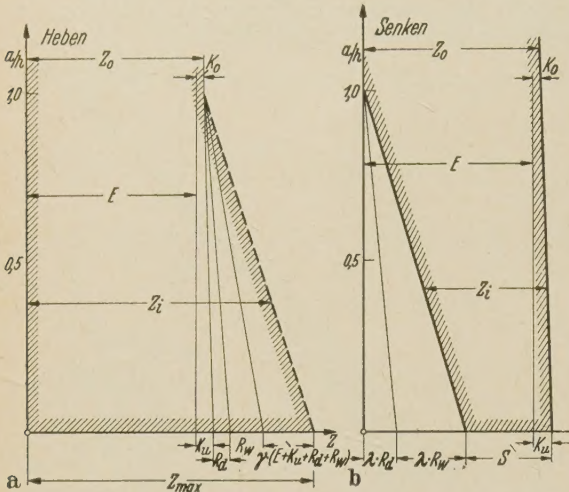


Abb. 10 a u. b. Vereinfachtes Hub- und Senkkraftdiagramm.

der der ganze Antrieb zu bemessen ist. Beim Absenken wirken die Reibungskräfte entgegengesetzt, und es gilt dann

$$Z = E + K - R_d - R_w.$$

Dabei ist es üblich, die Reibungen mit einem Zuschlag zu versehen, um sicher zu sein, daß noch eine genügende Schließkraft in Tiefstlage verbleibt, also

$$S = E + K_u - \lambda (R_d + R_w).$$

Die Schließkraft soll im allgemeinen in der Größenordnung von $S = 0,10 h$ in t/lfd. m liegen.

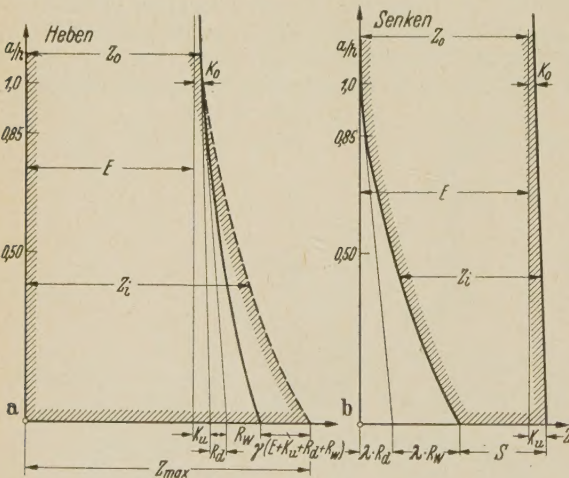


Abb. 11 a u. b. Verbessertes Hub- und Senkkraftdiagramm.

Berücksichtigt man hierbei die Ergebnisse der obigen hydrodynamischen Untersuchung der Planschütze, so wird davon nur R_w betroffen, das an Stelle einer Geraden eine Kurve wird, die schon bei etwa $a/h = 0,85$ gegen Null geht. Eine genaue Erfassung der Kräfte betont also nochmals den Spitzencharakter der maßgebenden Zugkraft beim ersten Anheben (Abb. 11).

IV.

Man hat natürlich mit allen Mitteln versucht, die Zugkraft zu verringern, schon wegen ihres Einflusses auf die

Kosten. Zunächst kann man den Wehrverschluß so leicht als vertretbar ausbilden, wozu die Mittel der Statik, der sparsamen Konstruktion und der hochwertigen Baustähle zur Verfügung stehen. Doch sind diesen Wegen natürlich Grenzen gesetzt. Ein anderer naheliegender Weg ist die Verminderung der Reibungen. Von Gleitschützen mit einem Reibungsbeiwert von 0,50—0,35 (Hartung [3]) kam man zu Rollschützen und Gleitlagern mit 0,03—0,025 und

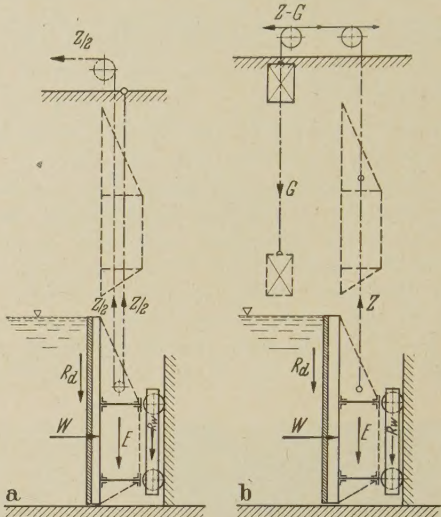


Abb. 12 a u. b. Schema der zweisträngigen Aufhängung und des Gegengewichtsausgleiches.

schließlich, vor allem für große Schützen, zu Walzenlagern mit 0,01. Die Stoney-Schützen haben theoretisch sogar nur 0,005 als Reibungsbeiwert.

Ein weiterer Schritt ist die doppelsträngige Aufhängung über eine lose Rolle (Abb. 12a), wodurch die Zugkraft theoretisch halbiert wird. Bei geringen Kräften lohnt sich dieser Weg meist nicht, weil die Kettenlänge dabei verdoppelt wird, während die Verkleinerung der Hubkraft bei kleinen Winden nicht mehr viel bringt. Bei großen Kräften

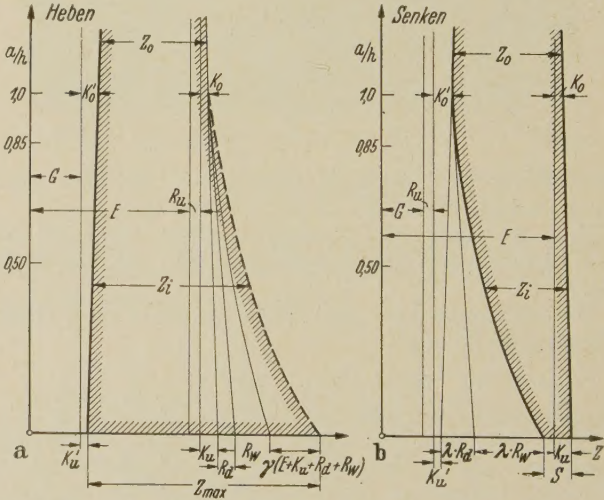


Abb. 13 a u. b. Hub- und Senkkraftdiagramm bei teilweisem Ausgleich durch Gegengewicht.

ist die doppelsträngige Aufhängung zwar weitgehend üblich, ist aber keine Lösung des Problems an sich und beseitigt nicht die unerwünschte Spitze beim Anheben.

Ein sehr wichtiges Hilfsmittel ist die Benutzung eines Gegengewichtes, wodurch man das Eigengewicht teilweise oder ganz ausgleicht (Abb. 12b). Bei teilweisem Gewichtsausgleich (Abb. 13) wird das Gegengewicht so gewählt, daß beim Senken noch genügend Schließkraft verbleibt. Die Bestimmungsgleichungen der Hub- bzw. Senkkräfte sind

$$Z = E + K + R_d - R_w - G - K'.$$

Mit den üblichen Zuschlägen ergeben sich für die wesentlichen Stellungen folgende Bedingungen für das Heben und Senken mit Gegengewichtsausgleich:

$$\begin{aligned} Z_u &= \gamma (E + K_u + R_d + R_w) - (G + K'_0); \\ Z_0 &= (E + K_0) - (G + K'_u); \\ S &= (E + K_u) - \lambda (R_d + R_w) - (G + K'_0). \end{aligned}$$

Bei vollständigem Ausgleich wird Z beim Senken negativ, d. h. die Winde hebt das Gegengewicht. Zur Herbeiführung des gewünschten Schließdruckes muß also das Gegengewicht über die Höchstlage entweder durch das

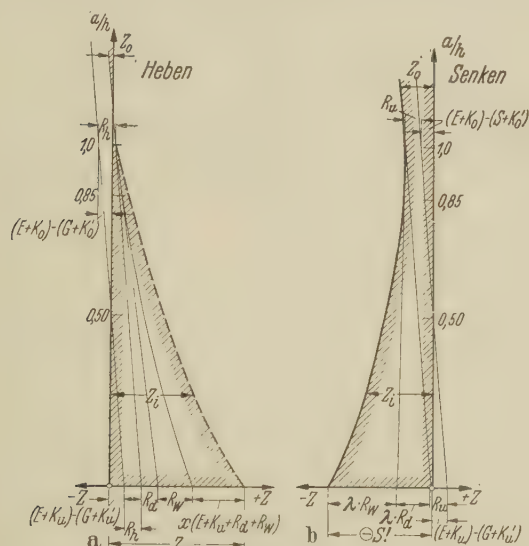


Abb. 14 a u. b. Hub- und Senkraftdiagramm bei vollständigem Ausgleich durch Gegengewicht.

Windwerk oder durch eine besondere Vorrichtung angehoben werden. Im ersten Falle schaltet man ein elastisches Glied (Feder) zwischen Schütze und Hubkette. Eine genaue Endschaftung muß dafür sorgen, daß die Winde nicht die ganze Last aus dem Gegengewicht erhält, für die sie ja nicht bemessen wird. Eine Betrachtung der Diagramme zeigt indessen, daß die Spitze nun noch stärker hervortritt. Der Gegengewichtsausgleich ist also auch kein echtes Mittel zur Verringerung der Hubkraft. Doch hat diese Lösung eine solche Bedeutung, daß auf sie später noch zurückzukommen sein wird.

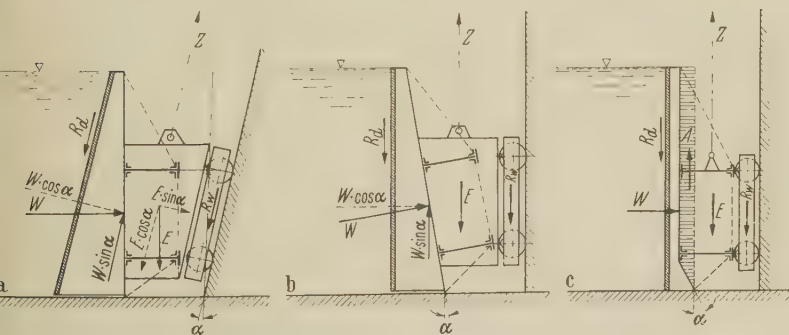


Abb. 15 a bis c. Schützenanordnungen mit aufwärtsgerichteten Komponenten des Wasserdruckes.

Im Bestreben, eine aufwärtsgerichtete Kraft zu erzeugen, die von der Schütze ausgeht und das Windwerk echt entlastet, sind zwei andere Wege in Betracht gezogen worden: Die Laufbahn wird nach Unterwasser zu schwach geneigt, wodurch an ihr eine aufwärtsgerichtete Komponente des Wasserdruckes erzeugt wird. Eine geringe Eigen-gewichtskomponente der Schütze, die normal zur Laufbahn steht, wird von dieser unmittelbar aufgenommen, also das Hubwerk etwas entlastet (Abb. 15a). Oder es wird die Stauwand schwach nach Oberwasser geneigt, wodurch

eine Auftriebskomponente des Wasserdruckes hervorgerufen wird (Abb. 15b). Die entsprechenden Zugkraftgleichungen lauten für um α geneigte Laufbahn:

$$\begin{aligned} Z_u &= \gamma (E \cdot \cos \alpha + K_u + R_d + R_w + R_E) - W \cdot \sin \alpha; \\ Z_0 &= E \cdot \cos \alpha + K_0 + R_E; \\ S &= E \cdot \cos \alpha + K_w - \lambda (R_d + R_w + R_E) - W \cdot \sin \alpha; \end{aligned}$$

wobei $R_w = W \cdot \cos \alpha$ und $R_E = E \cdot \sin \alpha$ ist.

Für um α geneigte Stauwand:

$$\begin{aligned} Z_u &= \gamma (E + K_u + R_d + R_w) - W \cdot \sin \alpha; \\ Z_0 &= E + K_0; \\ S &= E + K_u - \lambda (R_d + R_w) - W \cdot \sin \alpha. \end{aligned}$$

Darin sind $R_w = W \cdot \cos \alpha$ und $W = b \cdot h^2/2 \cdot \cos \alpha$.

(b = Belastungsbreite der Schütze)



Abb. 16. Schützenwehranlage mit geneigter Laufbahn.

Die Schütze muß aber einen etwas größeren Druck tragen infolge der Neigung. Die Änderung der Abflußbedingungen (Kontraktionsbeiwert) kann bei derart geringen Neigungen vernachlässigt werden. Die für einteilige Schützen in Betracht kommenden Neigungen liegen bei 4° .

In der Praxis ist jedoch von diesen beiden Möglichkeiten bei einteiligen Verschlüssen sehr wenig Gebrauch gemacht worden. Das liegt daran, daß eine geneigte Schütze eben doch hinsichtlich der Dichtung, des Endrahmens und auch des schiefliegenden Tragwerkes gewisse Erschwernisse mit sich bringt, die allerdings bei einem

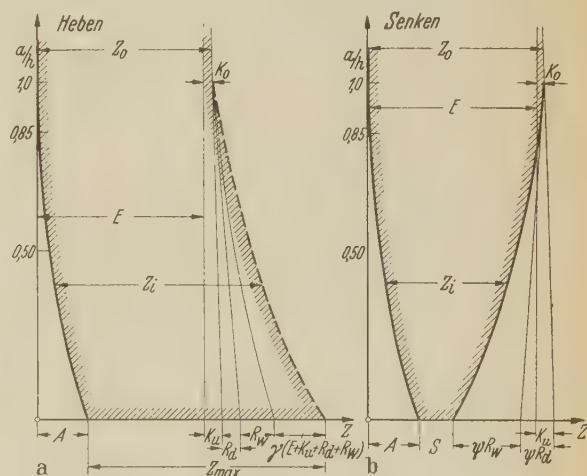


Abb. 17 a u. b. Hub- und Senkraftdiagramm bei künstlichem Auftrieb.

Dreigurt- oder Kastensystem weniger in Erscheinung treten. Auch geneigte Laufbahnen bedingen einen schiefen Endrahmen. In baulicher Hinsicht sind sie ebenfalls unbequem, abgesehen von gewissen schönheitlichen Bedenken (Abb. 16).

Diese Maßnahmen sind echte Versuche zur Herabsetzung der Zugkraft an der Schütze, und die Neigung der Stauwand ist darüber hinaus die erste derartige Maßnahme, die in die hydraulischen Zusammenhänge eingreift. Sie schafft einen künstlichen Auftrieb und verändert die

Abflußbedingungen. Geht man den Weg des künstlichen Auftriebes konsequent weiter, so findet man, daß sich ein solcher auch ohne schiefe Stütze oder schräge Laufbahn in einfacher Weise erreichen läßt, indem man nur den untersten Teil der Stauwand, z. B. unterhalb des tiefsten Trägers, nach Unterwasser zu ablenkt (Abb. 15 c). Der dabei entstehende Auftrieb ist in Staulage $A=e \cdot (h-s/2) \cdot b$. Darin ist s die Höhe der Ablenkung und e ihre Tiefe. Eine solche Ablenkung der Stauwand darf natürlich nicht so stark sein, daß die Strömung sich am Knick ablöst. Normalerweise ist das Verhältnis $e:s$ etwa 1:3 bis 1:2, gegebenenfalls ist eine Rundung vorzusehen.

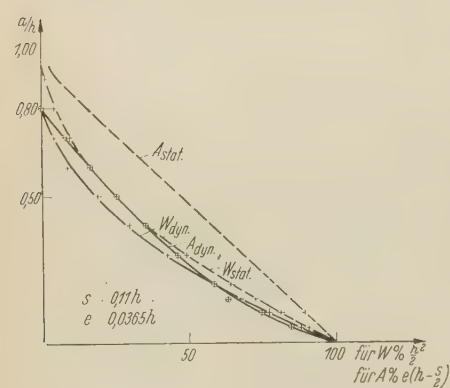


Abb. 18. Verlauf des Gesamtwasserdruckes und Auftriebes bei unten abgelenkter Stauwand.

Welche Größe soll nun dieser künstliche Auftrieb haben? Es gibt dafür zwei Grenzbedingungen (Abb. 17):

1. Beim Senken in die Tiefstlage muß ausreichender Schließdruck verbleiben.

$$E + K_u - \lambda \cdot (R_d + R_w) - A_{\max} = S_{\min}$$
$$A_{\max} = E + K_u - S_{\min} - \lambda \cdot (R_d + R_w).$$

2. Beim Heben aus der Tiefstlage soll, unter Beachtung der geforderten Sicherheitszuschläge, keine größere Zug-

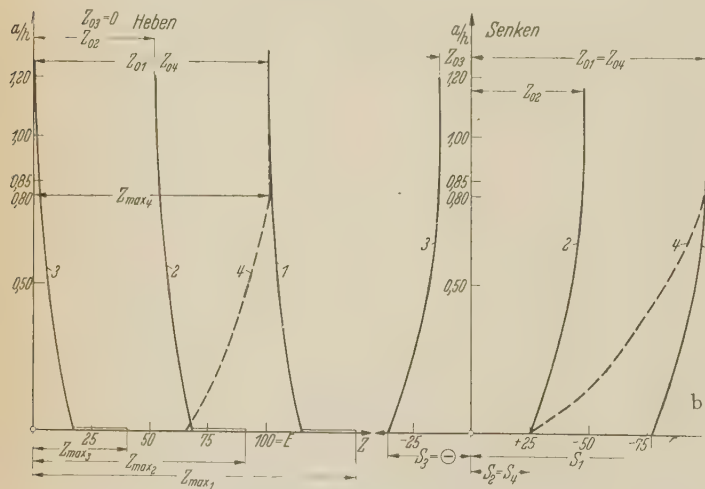


Abb. 19 a u. b. Hub- und Senkraftdiagramm für ein gewähltes Beispiel, für alle untersuchten Lösungen.

kraft auftreten als in gehobener Stellung, wenn nur das Eigengewicht wirkt, also $Z_u = Z_0$;

$$\gamma \cdot (E + K_u + R_d + R_w) - A_{\min} = E + K_0;$$
$$A_{\min} = \gamma \cdot (E + K_u + R_d + R_w) - (E + K_0).$$

Die Bedingung für den zu schaffenden Auftrieb ist demnach

$$E + K_u - S_{\min} - \lambda \cdot (R_d + R_w) = A = \gamma \cdot (E + K_u + R_d + R_w) - (E + K_0).$$

Bei Schützen mit Horizontalträgern stehen für die Ablenkung selten mehr als 0,11 h zur Verfügung, so daß sich

sehr leicht starke Ablenkungen ergeben. Bei Kasten- und Dreigurtsystemen hat man für diese Maßnahme freiere Hand. Die Änderung der Abflußbedingungen muß bei derartigen Ablenkungen schon beachtet werden. Der Kontraktionsbeiwert μ_c ändert sich von 0,61 für senkrechte Stauwand in μ'_c bis zu 0,65 bei einer Neigung 1:2 (Torch [4]). Außerdem ändert sich η wegen der Verkleinerung der Durchflußfläche im Bereich der Abschrägung in $\eta' = \eta \cdot \frac{\alpha}{90^\circ}$.

Der Durchfluß und damit die Geschwindigkeit und der Druckabfall vor der Schütze werden also infolge beider

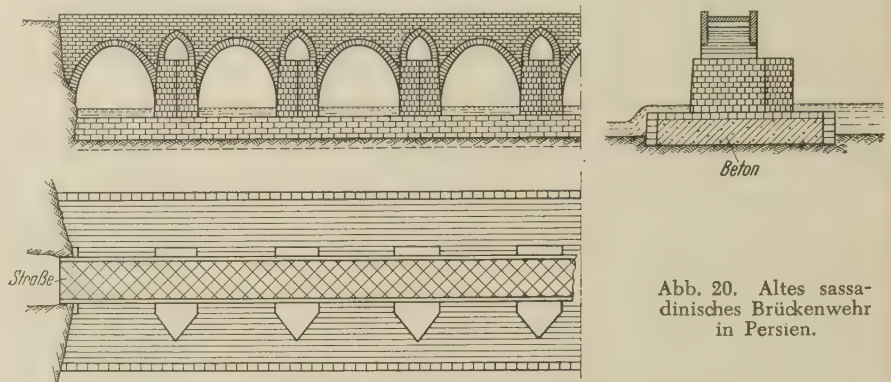


Abb. 20. Altes sassanidisches Brückenwehr in Persien.

Einflüsse größer als bei der vollkommenen Planschütze. Die Rechnung muß außerdem in zwei Abschnitten durchgeführt werden: Einmal im Bereich der Abschrägung mit μ'_c und η' und das zweite Mal für den vertikalen Teil mit μ'_c und η , denn in diesem Bereich tritt nur eine Vergrößerung der Geschwindigkeit infolge des größeren Durchflusses, aber keine Verkleinerung der Äquipotentialfläche auf. Die Abnahme des Wasserdruckes auf den senkrechten Teil wird danach

$$\Delta w_0 = \int_{a+s}^{h+k} \frac{\mu_d'^2}{\eta'^2} \cdot h \cdot \frac{a^2}{i^2} di = \frac{\mu_d'^2}{\eta'^2} \cdot a^2 \left(\frac{h}{a+s} - \frac{h}{h+k} \right),$$

während der Druckabfall vor dem schrägen Stauwandteil ist

$$\Delta w_u = \int_a^{a+s} \frac{\mu_d'^2}{\eta'^2} \cdot h \cdot \frac{a^2}{i^2} di = \frac{\mu_d'^2}{\eta'^2} \cdot a^2 \left(\frac{h}{a} - \frac{h}{a+s} \right).$$

Daraus setzt sich der verbleibende Gesamtwasserdruck auf die abgeschrägte Schütze zusammen:

$$w_d = w_{st} - \Delta w_0 - \Delta w_u;$$
$$w_d = \frac{(h+k-a)^2}{2} - \mu_d'^2 \cdot a^2 \left[\frac{1}{\eta^2} \left(\frac{h}{a+s} - \frac{h}{h+k} \right) - \frac{1}{\eta'^2} \left(\frac{h}{a} - \frac{h}{a+s} \right) \right].$$

Während, wie schon bei der geraden Schütze, der Abfall des waagrechten Wasserdruckes für die Bemessung des Verschlusses selbst von gar keiner und für die Zugkraft von geringer Bedeutung ist, interessiert der Verlauf der vertikalen Komponente des Wasserdruckes auf den abgelenkten Teil sehr, weil das ja der Auftrieb $A=e \cdot (h-s/2) \cdot b = w_u \cdot \tg \alpha$ ist. Wird also

$$w_{ud} = w_{ust} - \Delta w_u = \left(h+k-a-\frac{s}{2} \right) - \frac{\mu_d'^2}{\eta'^2} \cdot a^2 \left(\frac{h}{a} - \frac{h}{a+s} \right),$$

so wird der wirksame Auftrieb

$$A = b \cdot \left[\left(h+k-a-\frac{s}{2} \right) - \frac{\mu_d'^2}{\eta'^2} \cdot a^2 \left(\frac{h}{a} - \frac{h}{a+s} \right) \right] \cdot \tg \alpha.$$

Für eine Schütze mit $s=0,11 h$, $e=0,0365 \cdot h$ und $\alpha=18,5^\circ$ gibt Abb. 18 den Verlauf des horizontalen Wasserdruckes und des Auftriebes in Abhängigkeit vom Hubweg. Infolge des größeren Durchflusses geht der horizontale

Wasserdruck schon früher als bei der geraden Schütze gegen Null, etwa bei $a/h=0,80$.

V.

Geht man von diesen theoretischen Überlegungen zu einem konkreten Beispiel von 18,30 m lichte Weite und 5,50 m Abflußhöhe über, so sind dadurch folgende Werte gegeben: $E=40\text{ t}$, $W=280\text{ t}$ und $S=10\text{ t}$. Es wurden alle sechs oben beschriebenen Lösungen untersucht und dabei

Bei Ausführung mit vollkommenem Gegengewichtsausgleich von $1,07\text{ E}$ geht die maximale Zugkraft bei immer noch gleicher Reserve sogar auf $0,38\text{ E}$ zurück. Es müssen aber besondere Maßnahmen getroffen werden, um durch teilweise Ausschaltung des Gegengewichtes einen ausreichenden Schließdruck entstehen zu lassen.

Die Aufwendungen für die Huborgane sind in Spalte H zusammengestellt und ergeben sich aus der größten Kettenlast (K) und der erforderlichen Kettenlänge. Dabei

wurde als Einheit die Aufwendung bei gerader Stauwand mit 100 ‰ eingesetzt. Bei den Lösungen mit Gegengewicht ergeben sich für H höhere Werte, weil das Gegengewicht ebenfalls ein Huborgan benötigt. Wenn man bedenkt, daß auch das Gegengewicht selbst Aufwendungen mit sich bringt, erkennt man schon die Problematik dieser Lösungen, jedenfalls derjenigen mit teilweisem Ausgleich, die denn auch in der Praxis verhältnismäßig selten ist.

Die Anordnungen mit schräger Laufbahn, geneigter oder unten abgeschrägter Stauwand unterscheiden sich in dieser Untersuchung kaum. Der Auftrieb ist in allen Fällen $0,51\text{ E}$, der Schließdruck $0,25\text{ E}$, aber die Reserve wird zu $0,38\text{ E}$, so daß damit $\gamma=1,33$ wird. Die maßgebende Zugkraft ist

$1,01\text{ E}$, also praktisch gleich dem Eigengewicht, während die Aufwendung für die Huborgane auf 73 ‰ derjenigen bei gerader Stauwand heruntergeht. Aus dieser grundsätzlichen Analyse gehen die Lösungen mit vollkommenem Gegengewichtsausgleich und unten abgeknickter Stauwand als Favoriten hervor. Die erstere hat zwar nur $Z_{\max}=0,38\text{ E}$, aber dafür erhebliche Aufwendungen für ein Gegengewicht von $1,07\text{ E}$, 60 ‰ mehr für Huborgane, sowie der Einrichtung für den Schließdruck. Demgegen-

Tabelle 1. Vergleich der Zugkräfte der üblichen Lösungen für ein angenommenes Beispiel.

Beispiel: $L=18,30\text{ m}$; $h=5,50\text{ m}$; $\text{Hub}=6,40\text{ m}$; $W=280\text{ t}$; $E=40\text{ t}=\text{Einheit}$.						
Nr.	1	2	3	4	5	6
Beschreibung	Gerade Stauwand	Teilweiser Ausgleich durch Gegengewicht	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	Um 4° geneigte Laufbahn	Um 4° geneigte Stauwand	In $0,6\text{ m}$ Höhe um 20° abgebogene Stauwand
γ	1,20	1,20	1,20	1,33	1,33	1,33
λ	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
μ	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
G bzw. A	÷	$0,51\text{ E}$	$1,07\text{ E}$	$0,51\text{ E}$	$0,51\text{ E}$	$0,51\text{ E}$
$Z_{\max}$	$1,38\text{ E}$	$0,91\text{ E}$	$0,38\text{ E}$	$1,01\text{ E}$	$1,01\text{ E}$	$1,01\text{ E}$
Z_0	$1,02\text{ E}$	$0,50\text{ E}$	$0,09\text{ E}$	$1,01\text{ E}$	$1,01\text{ E}$	$1,01\text{ E}$
Z_u	$1,15\text{ E}$	$0,68\text{ E}$	$0,15\text{ E}$	$0,63\text{ E}$	$0,63\text{ E}$	$0,63\text{ E}$
R	$0,23\text{ E}$	$0,23\text{ E}$	$0,23\text{ E}$	$0,38\text{ E}$	$0,38\text{ E}$	$0,38\text{ E}$
S	$0,77\text{ E}$	$0,24\text{ E}$	$-0,38\text{ E}$	$0,25\text{ E}$	$0,25\text{ E}$	$0,25\text{ E}$
$K_{\max}$	$1,38\text{ E}$	$1,15\text{ E}$	$1,16\text{ E}$	$1,01\text{ E}$	$1,01\text{ E}$	$1,01\text{ E}$
$H\text{ ‰}$	100	113	116	73	73	73
Bemerkungen	Abb. 19 Kurven ①	Abb. 19 Kurven ②	Abb. 19 Kurven ③	Abb. 19 etwa Kurven ④	Abb. 19 etwa Kurven ④	Abb. 19 Kurven ④

vorausgesetzt, daß in allen Fällen Rollen mit Walzenlagern ($\mu=0,01$) benutzt werden. Der Zuschlag beim Anheben wurde mit 20 ‰ angenommen ($\gamma=1,20$) und die Reibungswiderstände beim Senken verdoppelt ($\lambda=2,0$). Das Ergebnis der Untersuchung findet sich in Tab. 1. Um auch hier eine dimensionslose Darstellung zu geben, wurde das zu hebende Verschlusskörpergewicht mit $E=1,00$ als Einheit für alle Kräfte und Gewichte gesetzt, da ja schließlich E der beim Entwerfen zuerst festzulegende Wert ist.

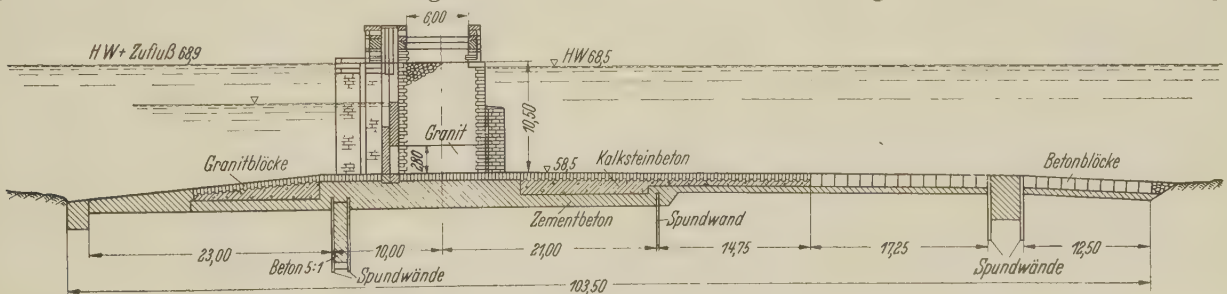


Abb. 21. Typische Plattengründung eines Wehres in Übersee.

Es wird noch eine Größe R (Reserve) eingeführt, die angibt, wie groß die für unvorhergesehene Kräfte zur Verfügung stehende Differenz zwischen der maßgebenden maximalen Zugkraft ($Z_{\max}$) und derjenigen beim ersten Anheben (Z_u) ist.

Bei gerader Stauwand ergibt sich die übliche hohe maßgebende Zugkraftspitze zu $1,38\text{ E}$, wobei eine Reserve von $0,23\text{ E}$ vorhanden ist. Der Schließdruck ist mit $0,77\text{ E}$ unnötig hoch.

Die Lösung mit teilweisem Ausgleich durch ein Gegengewicht bringt bei gleicher Reserve von $0,23\text{ E}$ ($\gamma=1,20$) den Schließdruck auf das zulässige Minimum von $0,24\text{ E}$ und senkt vor allem die maximale Zugkraft auf $0,91\text{ E}$.

über bringt die abgebo gene Stauwand zwar $Z_{\max}=1,01\text{ E}$, aber geringeren Aufwand für Huborgane und gar keinen für Gegengewichte. Außerdem erhöht sich bei dieser Lösung der Sicherheitszuschlag ganz von selbst beispielsweise von $1,20$ auf $1,33$.

VI.

Tatsächlich besteht nun in der Praxis ein Kampf zwischen diesen beiden Anordnungen für Wehre mit einteiligen Schützen. Es handelt sich dabei nicht um die in Europa üblichen, verhältnismäßig kleinen Anlagen, bei denen vielleicht zwei oder drei einteilige Verschlüsse vorkommen, sondern um große Anlagen in Übersee mit sehr vielen Öffnungen.

Dort haben sich im Laufe der letzten hundert Jahre zwei Standardwehrtypen entwickelt, die man als Kolonialtypen bezeichnen könnte. Beide enthalten fast immer eine große Zahl verhältnismäßig kleiner Verschlüsse mit Lichtweiten von etwa 7 m bis höchstens 18 m. Die Unergeschlossenheit der Gebiete führte schon in alten Zeiten (Kouros [5]) zu einer Verbindung des Wehres mit einer Brücke im gleichen Bauwerk (Abb. 20), um an Baukosten für die Gründung und die Pfeiler zu sparen. Der Typ des reinen Brückenwehres findet sich vor allem in Ägypten,

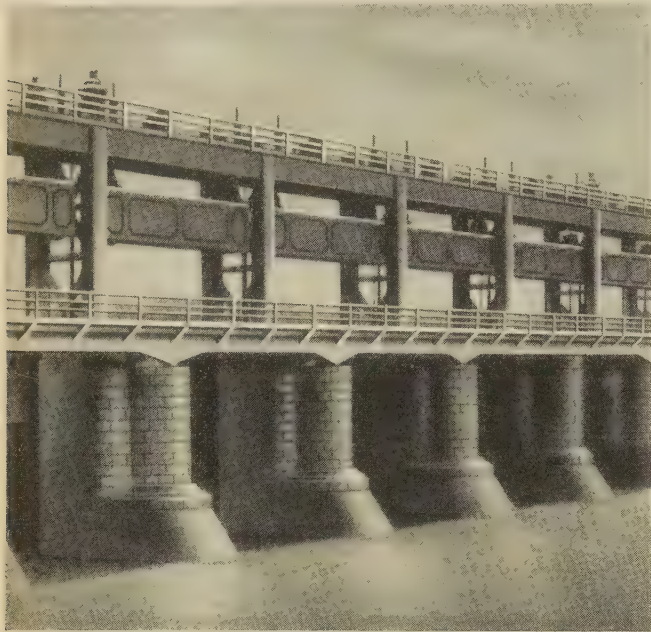


Abb. 22. Typisches Kolonialwehr mit hochliegendem Antrieb.

wo er durch Sir W. Willcocks weiterentwickelt wurde (Willcocks [6]) und sich bis in die heutige Zeit erhalten hat (Abb. 1 u. 21) (Link [7], Hurst [8]). Diese reinen Brückenwehre haben selten mehr als 10 m Öffnungsweite und keinerlei Gegengewichte oder künstlichen Auftrieb. Die Kostenminderung für die Antriebsvorrichtungen wird hier gewöhnlich durch fahrbare Hubwerke oder Krane erreicht.



Abb. 23. Kolonialwehr in der Montage.

Diese Lösung ist natürlich nur anwendbar, wenn die Hochwässer nicht plötzlich und unangemeldet auftreten, denn die Verschlüsse können nur einzeln nacheinander mit verhältnismäßig großem Zeitaufwand gehoben werden. Sehr häufig sind diese Wehre gewaltige Bauwerke, die zum Wahrzeichen der Landschaft werden (Karpow [9]).

Das gilt im verstärkten Maße für den zweiten Typ des Kolonialwehres, der fast immer den vollkommenen Ausgleich durch Gegengewichte verwendet (Abb. 22). Die Antriebe müssen sehr hoch angeordnet werden, damit das Gegengewicht hochwasserfrei bleibt, wenn es bei gezogener Schütze nach unten kommt. Die Windwerke liegen deshalb hoch oben auf einer meist stählernen Bedienungs-

brücke, die ihrerseits wieder entweder auf sehr hohen Betonpfeilern, häufig aber auf hohen Stahlgerüsten lagert (Abb. 23). Außerdem läuft aber auch hier fast immer eine breite Straßenbrücke neben diesen Pfeilertürmen in der

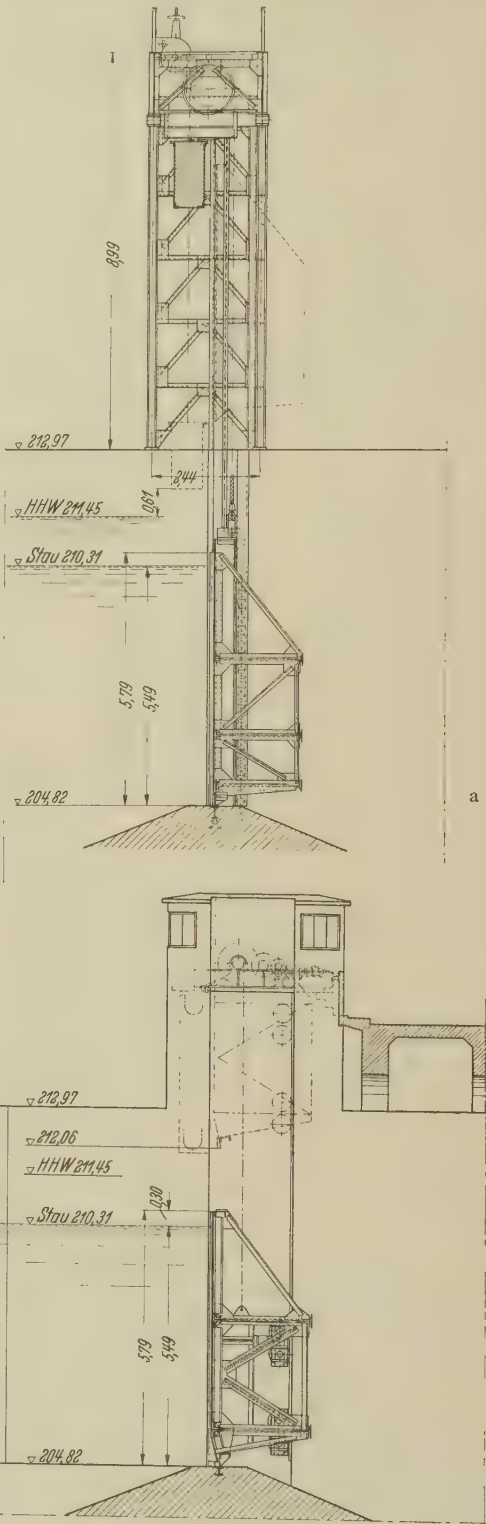


Abb. 24 a u. b. Querschnitte beider Bauweisen für ein großes Flußwehr.

durch das Hochwasser bestimmten Höhe über dieselben Pfeiler. Die Verschlüsse selbst waren früher ausschließlich einteilige Stoney-Schützen, haben jetzt aber zunehmend den Schützen mit festen Rollen Platz machen müssen.

Die große Zahl der Öffnungen hat dabei ihre Ursache einmal in den Verhältnissen der Gründung, die in den großen Flüssen anderer Kontinente oft dadurch erschwert wird, daß kein tragfähiger Baugrund ansteht oder das

Flußbett gewaltige Schlammablagerungen enthält, wie z. B. am Nil. In solchen Fällen kann man dem Untergrund die durch große Lichtweiten bedingten hohen Pfeilerlasten nicht zumuten. Außerdem erhöhen komplizierte Gründungsverfahren in überseeischen und tropischen Ländern die Kosten für den Tiefbau wegen der dann auch dafür erforderlichen Spezialgeräte und des vorgebildeten Personals erheblich. Man verwendet deshalb gerne Platten-

gebnis einer langen Entwicklung und der Anpassung an die örtlichen Verhältnisse sind, nicht viel zu ändern sein. Auch die Anwendung verdrehungsfester Tragsysteme ist fast gänzlich unterblieben, wobei allerdings die Abmessungen der Verschlüsse derartige Tragwerke wirtschaftlich kaum erlauben.

Dagegen drängt sich die Frage auf, ob nicht der große Aufwand für Windwerksbrücken, Pfeilertürme und Gegengewichte durch Anwendung der abgeschrägten Stauwand entfallen kann. Die Darlegungen der vorhergehenden Abschnitte haben theoretisch gezeigt, daß die Lösungen mit Gegengewicht gegenüber derjenigen mit abgeschrägter Stauwand so viel mehr Aufwendungen für Ketten, Gegengewichte usw. haben, daß die Ersparnisse aus der geringen Zugkraft bei den Maschinenteilen schon weitgehend verzehrt werden. Zudem bringt der künstliche Auftrieb eine Reserve im Augenblick des Anhebens als betrieblichen Vorteil. In Tabelle 2 sind zunächst einmal drei Beispiele aus der Praxis in der gleichen Weise analysiert, wie das akademische Beispiel der Tabelle 1, wobei sich schon zeigt, daß die theoretischen Überlegungen durch die praktischen Ergebnisse bestätigt werden.

Geht man nun noch einen Schritt weiter in der rein baulichen Gestaltung, so kann man die Windwerke vom Wehrsteg herunternehmen und auf die Pfeiler konzentrieren, wobei sie parallel zur Stromrichtung angeordnet werden. Weiterhin kann man die Schützen an in die Nischen hineinragenden Konsolen tief unten anlassen und dann an den Windwerken vorbei in die Höchstlage fahren. Diese beiden Veränderungen erlauben es, die Windwerke

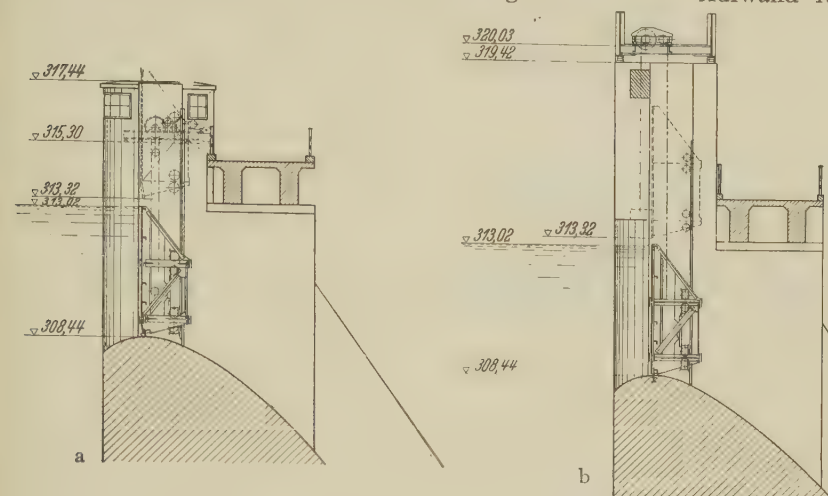


Abb. 25 a u. b. Querschnitte beider Bauweisen für ein mittelgroßes Überfallwehr.

gründungen (Abb. 21). Zum anderen aber wächst das Gewicht der zu importierenden Stahlteile mit größeren Lichtweiten fühlbar an. Dann wachsen außer dem Frachtfaktor und den Transportschwierigkeiten auch die Kosten für diesen Teil entsprechend an und begrenzen so, in Verbindung mit den heute üblichen Devisenproblemen, die Lichtweiten. Die durch die geringen Lichtweiten bedingte größere Anzahl der Pfeiler fällt demgegenüber nicht ins Gewicht, weil sie einfach bleiben und die Kosten für den Tiefbau ganz im Lande anfallen.

Die Unterteilung der für unsere Begriffe oft gewaltigen Gesamtdurchflußweiten in viele kleine oder mittlere Öffnungen bietet außerdem eine einfache Reguliermöglichkeit durch Bedienung einzelner Verschlüsse. Unsere hochgezüchteten europäischen Wehrverschlüsse (Absenkschützen, Doppelschützen und Schützen mit Aufsatzklappen) sind eine Folge der geringen Anzahl von Öffnungen und der gleichzeitigen hohen Ansprüche betrieblicher und wasserrechtlicher Art im engen Raum und daher in der Weite überseeischer Länder (Sieveking [10]) nur selten zweckmäßig. Eine Ausnahme sind die kleinen und primitiven Doppelschützen der Nilwehre (Abb. 21).

Das im Kolonialwehr vorherrschende Verschlusssystem, die einteilige Rollschütze, ist einfach und bewährt. Man kann es sich höchstens durch Segmente ersetzt denken. Auf einen Vergleich mit diesen kann hier nicht eingegangen werden, außer vielleicht durch den Hinweis, daß die Rollschütze mit künstlichem Auftrieb und tiefliegendem Windwerk ähnliche Vorteile bietet wie das Segment. Lediglich die Lagerung der Rollschützen auf Stoney-Wagen kann als überholt angesehen werden (Hartung [11]) und wird deshalb auch in zunehmendem Maße verlassen. Sonst aber dürfte grundsätzlich an diesen Wehrtypen, die das Er-



Abb. 26 a.

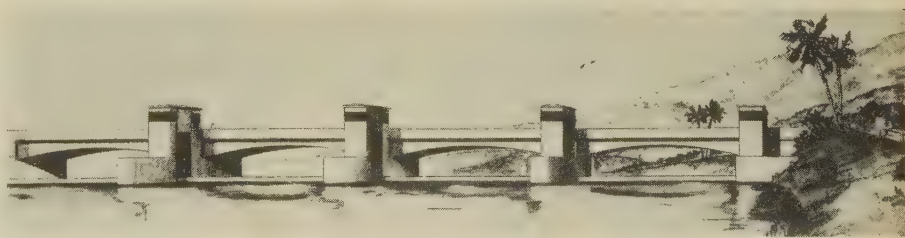


Abb. 26 b.

Abb. 26 a u. b. Vergleichende Gegenüberstellung des Gesamteindrucks beider Bauweisen bei einem Flußwehr, gemäß Abb. 24.

so tief zu legen, daß sich keine hohen Pfeiler mehr ergeben. Außer den Pfeilertürmen wird dann auch die obere Brücke ganz unnötig, weil die Verbindungswelle zwischen beiden Windwerkshälften an der unteren Straßenbrücke befestigt werden kann.

Den Unterschied beider Lösungen führt Abb. 24 vor Augen, die die Querschnitte für das Beispiel I in Tabelle 2 wiedergibt. Abb. 24 a zeigt die Anlage als typisches Kolonialwehr mit Stoney-Schützen, Gegengewichten, stählernen Pfeilergerüsten und Bedienungsbrücke, und im Vergleich dazu zeigt Abb. 24 b die moderne Lösung.

Schon der Vergleich beider Querschnitte führt den Unterschied im Aufwand vor Augen: Die moderne Lösung vermeidet die Nachteile der Stoney-Rollen und bringt die Reserve für die Hubkraft im kritischen Augenblick. Außerdem aber entfallen die erheblichen Kosten für Ketten, Gegengewichte, Bedienungsbrücken und Pfeilergerüste. Zur Erhärtung der Beweisführung dient die gleiche Gegen-

sie von der vorgeschlagenen Änderung der Bauweise betroffen werden. Tatsächlich ergaben sich bei der Modernisierung des Kolonialwehres Ersparnisse von 20 bis 35 % für den über der Wehrschwelle liegenden Teil des Bauwerkes.

Die vereinfachte Ausführung hat allerdings eine gewisse Mindestbreite der Pfeiler als Voraussetzung, die es erlaubt, zwei Windwerksgruppen auf einem Pfeiler zugänglich unterzubringen. Die äußeren Windwerksträger überbrücken dabei die Nischen, um die Hubkette zwischen beiden Trägern hindurchlaufen zu lassen und fliegende Ritzel zu vermeiden. Ein weiterer Einwand gegen die vereinfachte Bauweise ist die Schwierigkeit der Schützenbewegung von Hand. Die wesentlich höhere Zugkraft erfordert allerdings besondere Übersetzungen und auch dann noch mehr Zeit bei Handbetrieb als die Lösung mit Gegengewicht. Indessen ist auch dieser Einwand nicht schwerwiegend. Er mochte gelten, solange es noch keine Verbrennungsmotoren gab. Heute kann man solche Anlagen leicht mit einem Diesel-Notstromaggregat ausrüsten oder aber mit einem fahrbaren Benzinantrieb, der an Stelle des Handantriebes in die Windwerke eingekuppelt werden kann.

Schon das äußere Bild der Anlagen betont den geringen Aufwand der modernen Lösung im Vergleich zum kolonialen Typ. Es zeigt sich hier, ebenso wie auf an-



Abb. 27 a.



Abb. 27 b.

Abb. 27 a u. b. Vergleichende Gegenüberstellung des Gesamteindrucks beider Bauweisen bei einem Überfallwehr, gemäß Abb. 25.

überstellung der Querschnitte für das Beispiel II der Tabelle 2 durch die Abb. 25 a u. b. In diesem Fall hat die Kolonialbauweise schon feste Rollen, und die Bedienungsbrücke ruht auf hohen Betonpfeilern. Die durch den Gegenvorschlag erreichte Vereinfachung ist auch hier offenkundig. In Tabelle 3 sind für alle drei Beispiele der Tabelle 2 die benötigten Massen zusammengestellt, soweit

deren Gebieten der Technik, daß die bessere Lösung auch durch einfacheres und gefälligeres Aussehen mehr befriedigt. Deshalb wurden zum Schluß für die Beispiele I und II auch die entsprechenden Vergleichsperspektiven gegeben. Das erste ist ein typisches Flußwehr (barrage) (Abb. 26 a u. b), das zweite ein Überfallwehr (spillway) (Abb. 27 a u. b).

Tabelle 2. Vergleich der Zugkräfte bei vollkommenem Ausgleich durch Gegengewichte mit denen bei abgebogener Stauwand für drei Beispiele aus der Praxis.

Anlage Abmessungen Hub	I 18,30 × 5,50 m 6,40 m				II 15,25 × 4,60 m 4,90 m				III 7,75 × 3,05 m 4,00 m			
E	39,60 t = 1,00 E				23,30 t = 1,00 E				5,45 t = 1,00 E			
W	7,00 E				7,00 E				6,60 E			
γ	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	1,000	1,165	Stauwand in 0,6 m Höhe um 14° abgebogen	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	1,000	1,000	Stauwand in 0,6 m Höhe um 9,5° abgebogen	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	1,080	1,080	Stauwand in 0,4 m Höhe um 9° abgebogen
λ		1,500	1,500			1,000	2,000			1,500	1,500	
μ		0,005 ¹	0,010			0,010	0,010			0,025 ⁵	0,025 ⁵	
G bzw. A		1,16 E ²	0,35 E			1,02 E	0,28 E			1,26 E	0,25 E	
Z _{max}	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	0,11 E	1,02 E	Stauwand in 0,6 m Höhe um 14° abgebogen	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	0,18 E	1,05 E	Stauwand in 0,6 m Höhe um 9,5° abgebogen	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	0,52 E	1,10 E	Stauwand in 0,4 m Höhe um 9° abgebogen
Z ₀		0,04 E	1,02 E			0,05 E	1,05 E			0,22 E	1,04 E	
Z _u		0,11 E	0,84 E			0,18 E	0,88 E			0,52 E	1,10 E	
R		0,0	0,18 E			0,0	0,11 E			0,09 E	0,09 E	
S		— 0,10 E	0,52 E			— 0,18 E	0,45 E			— 0,33 E	0,33 E	
K _{max}	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	1,16/1,01 E ³	1,02 E	Stauwand in 0,6 m Höhe um 14° abgebogen	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	1,11 E	1,05 E	Stauwand in 0,6 m Höhe um 9,5° abgebogen	Vollkommener Ausgleich durch Gegengewicht	1,10 E	1,10 E	Stauwand in 0,4 m Höhe um 9° abgebogen
H %		250 %	100 %			200 %	100 % ⁴			80 % ⁴	100 % ⁶	

¹ Stoneyrollen. ² Übersetzung. ³ G : E = 0,7 : 1,0. ⁴ Zweisträngig. ⁵ Buchsenlager. ⁶ Seiltrommel in der Mitte der Öffnung.

Tabelle 3. Vergleich des Massenaufwandes der drei Beispiele aus Tabelle 2

Anlage	I		II		III	
Abmessungen	18,30 × 5,50 m		15,25 × 4,60 m		7,75 × 3 05 m	
Hub	6,40 m		4,90 m		4,00 m	
Huborgan	Seile ¹	Kette ⁴	Ketten ⁴	Kette ⁶	Ketten ⁶	Seil ⁴
Verschlüsse (Stahl)	1194 t ²	1147 t	280 t	280 t	390 t	390 t
Gegengewichte (Stahl.)	248 t	—	—	—	52 t	—
Gegengewichte (Beton)	520 m ³ ¹	—	130 m ³	—	225 m ³	—
Windwerksbrück. (Stahl)	434 t	—	150 t	—	—	—
Pfeilergerüste (Stahl)	200 t	—	—	—	—	—
Pfeileraufbau (Beton)	—	620 m ³	450 m ³	—	—	—
Feste Teile (Stahl)	202 t	233 t	46 t	41 t	105 t	105 t
Hubwerke u. Huborgane	239 t ³	188 t	56 t ⁵	65 t	195 t	165 t

¹ Übersetzung $G : E = 0,70 : 1,00$ einsträngig. ² Stoneyschützen. ³ Einschl. 34,1 t für Vorrichtung zum Anheben des Gegengewichts in Schließlage. ⁴ Einsträngig. ⁵ Elastisches Glied zwischen Schütze und Kette zur Erzielung von Schließdruck. ⁶ Zweisträngig.

VII.

Als Ergebnis vorstehender Studie über die einfache, einteilige Rollschütze kann festgestellt werden, daß die Annahmen der Praxis für die Berechnung genügend genau sind und auch nicht übertrieben auf der sicheren Seite liegen. Die genaue Erfassung der hydrodynamischen Kräfte ist bei gerader Stauwand nur bei stark auf Verdrehung beanspruchten Systemen mit großer Lichtweite im Verhältnis zur Stauhöhe von Bedeutung. Für die Antriebe ist genaue Kenntnis der hydrodynamischen Wirkungen erst beim Verlassen der geraden Stauwand von Einfluß. Dann aber ergeben sich Wege für die Gestaltung solcher Wehranlagen, die es in Verbindung mit baulichen Änderungen möglich machen, die konservative Bauweise, besonders den überseeischen Kolonialtyp, grundlegend zu

verbessern und gleichzeitig die dafür aufgewendeten Kosten erheblich zu senken.

Literatur.

1. H. Kulka: Der Eisenwasserbau. Berlin 1928. S. 127.
2. H. Rouse: Elementary Mechanics of Fluids. New York und London 1945. S. 95.
3. F. Hartung: Wasserkraft und Wasserwirtschaft (1943). Heft 8. S. 187.
4. A. Torch: Proc. Amer. Soc. Civil Engineers 79 (1953). Sep. No. 295. S. 10.
5. G. R. Kouros: Irans Kampf um Wasser. Berlin. 1943. S. 55.
6. Sir W. Willcocks: Egyptian Irrigation. London. 1913.
7. H. Link: Z. VDI. (1937) S. 625.
8. H. E. Hurst: The Nile. London. 1951. S. 51.
9. A. V. Karpow: Civil Engineering. (1949) April.
10. H. A. Sieveking: Waterpower. (1950) March/April S. 60.
11. F. Hartung: Mitt. Forsch.-Anst. G.H.H.-Konzern. 6 (1938) S. 123.

Berechnung der Spiegelbewegung in Wasserschloßsystemen.

Von Dipl.-Ing. Robert Rössert, Erlangen.

Der in folgendem behandelte Fall ist zwar nicht sehr häufig, er kann jedoch zu recht zeitraubenden Überlegungen und Proberrechnungen führen. Deshalb werden Formeln entwickelt, die es gestatten, die Spiegelbewegungen durch Intervallrechnung zu verfolgen.

Das System besteht aus den beiden Einlaufbecken (Becken 0 und Becken I), sowie dem eigentlichen Wasserschloß (Becken II). Diese drei Behälter sind miteinander durch Druckrohrleitungen oder Druckstollen verbunden. Vom Becken II führt eine Druckrohrleitung zum Krafthaus (Abb. 1).

Derartige Systeme sind bei Dampfkraftwerken zu finden, und zwar dort, wo für das Kühlwasser zwischen dem Austritt aus den Kühlwasserdruckleitungen und dem Vorfluter eine Fallhöhe zur Verfügung steht, die eine

Q_0 bzw. Q_I ist dann mit Hilfe der Überfallformel zu ermitteln. F_0 bzw. F_I bezieht sich nur auf die schraffierte Fläche hinter dem Überfall.

Das eigentliche Wasserschloß (Becken II) soll verhindern, daß sich Druckstöße, die von einem plötzlichen Schließen der Turbine herrühren können, auf die oberhalb

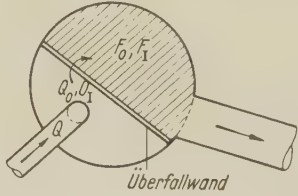


Abb. 2. Abgeteiltes Einlaufbecken.

liegende Rohrleitung auswirken können. Es kann ihm auch die Aufgabe zugewiesen werden, über einen Überfall mit anschließender Leerschußleitung das Triebwasser (im speziellen Fall des Dampfkraftwerkes das abfließende Kühlwasser) abzuführen, wenn die Turbine aus irgendeinem Grunde außer Betrieb geht.

Es ließen sich noch mehr Beispiele für eine derartige Anordnung anführen. Grundsätzlich kann die folgende Berechnungsmethode auf jedes Wasserschloßsystem angewandt werden, das aus zwei hintereinander liegenden einfachen Becken oder Schächten besteht, deren Abstand voneinander so groß ist, daß er in der Rechnung nicht vernachlässigt werden kann. Im vorliegenden Fall besteht das Wasserschloßsystem aus den Becken I und II. Das Becken 0

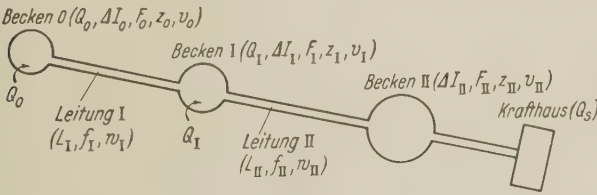


Abb. 1. Grundriß des zu berechnenden Systems.

energiewirtschaftliche Ausnutzung des Kühlwassers lohnend erscheinen läßt. In einem solchen Fall würden in den Becken 0 und I je eine oder auch mehrere Kühlwasserdruckleitungen endigen. Diese beiden Becken werden in der Regel durch Überfallwände abgeteilt sein (Abb. 2).

ist lediglich als ein Einlaufbecken zu werten. Die dort stattfindenden Spiegelbewegungen werden jedoch der Vollständigkeit halber mit erfaßt.

In der Rechnung werden folgende Bezeichnungen verwendet:

- F = horizontaler Beckenquerschnitt $[m^2]$
 f = Querschnitt der Triebwasserleitung $[m^2]$
 L = Länge der Triebwasserleitung $[m]$
 Q_0, Q_I = ins Becken 0 bzw. I einströmende Wassermenge (bei abgeteilten Becken über den Überfall fließende Wassermenge) $[m^3/s]$
 Q_s = Schluckwassermenge der Turbinen $[m^3/s]$
 ΔI = Differenz zwischen Wasservolumen zum Zeitpunkt T_i und Wasservolumen zum Ausgangszeitpunkt T_0 $[m^3]$
 z = Lage des Beckenspiegels über bzw. unter dem Beharrungswasserspiegel; positiv, wenn Spiegel über dem Beharrungswasserspiegel liegt $[m]$
 v = Steig- bzw. Sinkgeschwindigkeit des Beckenspiegels; positiv bei Spiegelanstieg $[m/s]$
 w = Fließgeschwindigkeit in der Triebwasserleitung; positiv bei Fließrichtung zum Krafthaus $[m/s]$
 g = Erdbeschleunigung = $9,81 \text{ m/s}^2$.

Die Grundgleichungen für die Berechnung der Spiegelbewegung liefern die Kontinuitäts- und die dynamischen Gleichungen*).

Die Kontinuitätsgleichungen lauten:

$$Q_0 = F_0 \cdot v_0 + f_I \cdot w_I; \quad (1a)$$

$$f_I \cdot w_I = F_I \cdot v_I - Q_I + f_{II} \cdot w_{II}; \quad (1b)$$

$$f_{II} \cdot w_{II} = F_{II} \cdot v_{II} + Q_s; \quad (1c)$$

Darin ist

$$v_0 = \frac{dz_0}{dt}; \quad v_I = \frac{dz_I}{dt}; \quad v_{II} = \frac{dz_{II}}{dt};$$

Die dynamischen Gleichungen lauten:

$$\frac{L_I}{g} \cdot \frac{dw_I}{dt} + z_I - z_0 + C_I \cdot w_I^2 = 0; \quad (2a)$$

$$\frac{L_{II}}{g} \cdot \frac{dw_{II}}{dt} + z_{II} - z_I + C_{II} \cdot w_{II}^2 = 0; \quad (2b)$$

Darin ist

C_I bzw. C_{II} = Summe der Fließverlustkoeffizienten von w^2 .

Im allgemeinen werden folgende Verluste zu berücksichtigen sein:

$$\text{Eintrittsverlust } h_e = \zeta_e \cdot \frac{w^2}{2g};$$

$$\text{Austrittsverlust } h_a = \zeta_a \cdot \frac{w^2}{2g};$$

$$\text{Rechenverlust } h_{Re} = \beta \left(\frac{s}{b} \right)^{1/3} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{w^2}{2g};$$

$$\text{Krümmungsverlust } h_K = \zeta_K \cdot \frac{w^2}{2g};$$

$$\text{Reibungsverlust } h_r = \frac{L}{k^2 \cdot R^{4/3}} \cdot w^2;$$

Dann ist

$$C_I \text{ bzw. } C_{II} = \frac{\zeta_e + \zeta_a + \zeta_K + \beta \left(\frac{s}{b} \right)^{1/3} \sin \alpha}{2g} + \frac{L}{k^2 \cdot R^{4/3}};$$

* Charles Jaeger: Technische Hydraulik, Basel 1954.

In Gl. (5) eingesetzt:

$$\Delta w_I + \frac{f_I \cdot \Delta t \cdot \Delta w_I}{4 F_0 \cdot \left(\frac{L_I}{g \cdot \Delta t} + \frac{f_I \cdot \Delta t}{4 F_I} + C_I \cdot w_{Ii} \right)} = \frac{z_{0i} - z_{Ii} - \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_0} - \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_I} + \frac{Q_0 \cdot \Delta t}{2 F_0} - \frac{Q_I \cdot \Delta t}{2 F_0} - C_I \cdot w_{Ii}^2 + \frac{f_{II} \cdot w_{II m} \cdot \Delta t}{2 F_I}}{\frac{L_I}{g \cdot \Delta t} + \frac{f_I \cdot \Delta t}{4 F_I} + C_I \cdot w_{Ii}};$$

$$\Delta w_I = \frac{z_{0i} - z_{Ii} - \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_0} - \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_I} + \frac{Q_0 \cdot \Delta t}{2 F_0} - \frac{Q_I \cdot \Delta t}{2 F_0} - C_I \cdot w_{Ii}^2 + \frac{f_{II} \cdot w_{II m} \cdot \Delta t}{2 F_I}}{\frac{L_I}{g \cdot \Delta t} + \frac{f_I \cdot \Delta t}{4 F_I} + \frac{f_I \cdot \Delta t}{4 F_0} + C_I \cdot w_{Ii}}; \quad (6)$$

Die vorstehenden Differentialgleichungen sind nicht geschlossen integrierbar. Sie werden deshalb in die Differenzenform nach Pressel umgeschrieben.

Kontinuitätsgleichungen:

$$Q_0 = F_0 \cdot \frac{\Delta z_0}{\Delta t} + f_I \cdot w_{I m}; \quad (1d)$$

$$f_I \cdot w_{I m} = F_I \cdot \frac{\Delta z_I}{\Delta t} - Q_I + f_{II} \cdot w_{II m}; \quad (1e)$$

$$f_{II} \cdot w_{II m} = F_{II} \cdot \frac{\Delta z_{II}}{\Delta t} + Q_s; \quad (1f)$$

Dynamische Gleichungen:

$$\frac{L_I}{g} \cdot \frac{\Delta w_I}{\Delta t} + z_{I m} - z_{0 m} + C_I \cdot w_{I m}^2 = 0; \quad (2c)$$

$$\frac{L_{II}}{g} \cdot \frac{\Delta w_{II}}{\Delta t} + z_{II m} - z_{I m} + C_{II} \cdot w_{II m}^2 = 0; \quad (2d)$$

$$z_m = z_i + \frac{\Delta z}{2}; \quad (3a) \quad w_m = w_i + \frac{\Delta w}{2}; \quad (3b)$$

Mit Hilfe der vorstehenden Differenzgleichungen können nach einigen Umformungen die Spiegelschwankungen durch numerische Integration ermittelt werden.

Die Gl. (1) und (2) werden nach Δw aufgelöst.

Aus Gl. (1d):

$$\Delta z_0 = \frac{Q_0 \cdot \Delta t}{F_0} - \frac{f_I \cdot w_{I m} \cdot \Delta t}{F_0}; \quad (4a)$$

Aus Gl. (1e):

$$\Delta z_I = \frac{f_I \cdot w_{I i} \cdot \Delta t}{F_I} + \frac{f_I \cdot \Delta w_I \cdot \Delta t}{2 F_I} + \frac{Q_I \cdot \Delta t}{F_0} - \frac{f_{II} \cdot w_{II m} \cdot \Delta t}{F_I}; \quad (4b)$$

Aus Gl. (1f):

$$\Delta z_{II} = \frac{f_{II} \cdot w_{II i} \cdot \Delta t}{F_{II}} + \frac{f_{II} \cdot \Delta w_{II} \cdot \Delta t}{2 F_{II}} - \frac{Q_s \cdot \Delta t}{F_{II}}; \quad (4c)$$

Gl. (4b) in Gl. (2c) eingesetzt:

$$\frac{L_I \cdot \Delta w_I}{g \cdot \Delta t} + z_{Ii} + \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_I} + \frac{f_I \cdot \Delta w_I \cdot \Delta t}{4 F_I} + \frac{Q_I \cdot \Delta t}{2 F_0} - \frac{f_{II} \cdot w_{II m} \cdot \Delta t}{2 F_I} - z_{0 m} + C_I \cdot \left(w_{Ii}^2 + w_{Ii} \cdot \Delta w_I + \frac{\Delta w_I^2}{4} \right) = 0;$$

Nach Δw_I geordnet:

$$\frac{C_I}{4} \cdot \Delta w_I^2 + \left(\frac{L_I}{g \cdot \Delta t} + \frac{f_I \cdot \Delta t}{4 F_I} + C_I \cdot w_{Ii} \right) \cdot \Delta w_I + z_{Ii} + \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_I} + \frac{Q_I \cdot \Delta t}{2 F_0} - z_{0 m} + C_I \cdot w_{Ii}^2 - \frac{f_{II} \cdot w_{II m} \cdot \Delta t}{2 F_I} = 0;$$

Δw_I^2 ist im allgemeinen so klein, daß es vernachlässigt werden kann.

Dann erhält man als Bestimmungsgleichung für Δw_I :

$$\Delta w_I = \frac{z_{0 m} - z_{Ii} - \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_I} - \frac{Q_I \cdot \Delta t}{2 F_0} - C_I \cdot w_{Ii}^2 + \frac{f_{II} \cdot w_{II m} \cdot \Delta t}{2 F_I}}{\frac{L_I}{g \cdot \Delta t} + \frac{f_I \cdot \Delta t}{4 F_I} + C_I \cdot w_{Ii}}; \quad (5)$$

Diese Gleichung enthält jedoch auf der rechten Seite 2 Unbekannte. Deshalb wird z durch bereits bekannte Größen wie folgt ersetzt:

$$z_{0 m} = z_{0i} + \frac{\Delta z_0}{2} = z_{0i} + \frac{Q_0 \cdot \Delta t}{2 F_0} - \frac{f_I \cdot w_{Ii} \cdot \Delta t}{2 F_0} - \frac{f_I \cdot \Delta w_I \cdot \Delta t}{4 F_0};$$

Gl. (4 c) in Gl. (2 d) eingesetzt:

$$\frac{L_{II} \cdot \Delta w_{II}}{g \cdot \Delta t} + z_{II i} + \frac{f_{II} \cdot w_{II i} \cdot \Delta t}{2 F_{II}} + \frac{f_{II} \cdot \Delta w_{II} \cdot \Delta t}{4 F_{II}} - \frac{Q_s \cdot \Delta t}{2 F_{II}} - z_{I m} + C_{II} \cdot \left(w_{II i}^2 + w_{II i} \cdot \Delta w_{II} + \frac{\Delta w_{II}^2}{4} \right) = 0;$$

Nach Δw_{II} geordnet:

$$\frac{C_{II}}{4} \cdot \Delta w_{II}^2 + \left(\frac{L_{II}}{g \cdot \Delta t} + \frac{f_{II} \cdot \Delta t}{4 F_{II}} + C_{II} \cdot w_{II i} \right) \cdot \Delta w_{II} + z_{II i} + \frac{f_{II} \cdot w_{II i} \cdot \Delta t}{2 F_{II}} - \frac{Q_s \cdot \Delta t}{2 F_{II}} - z_{I m} + C_{II} \cdot w_{II i}^2 = 0;$$

$$\frac{C_{II}}{4} \cdot \Delta w_{II}^2 \approx 0 \text{ gesetzt.}$$

Die Bestimmungsgleichung für Δw_{II} lautet:

$$\Delta w_{II} = \frac{z_{I m} - z_{II i} - \frac{f_{II} \cdot w_{II i} \cdot \Delta t}{2 F_{II}} + \frac{Q_s \cdot \Delta t}{2 F_{II}} - C_{II} \cdot w_{II i}^2}{\frac{L_{II}}{g \cdot \Delta t} + \frac{f_{II} \cdot \Delta t}{4 F_{II}} + C_{II} \cdot w_{II i}}; \quad (7)$$

Es empfiehlt sich, die Berechnung der Spiegelbewegungen an Hand der Tabelle 1 durchzuführen.

Der Rechnungsgang ergibt sich zwangsläufig wie folgt:

1. Zeitintervalle Δt wählen; daraus $T = \Sigma \Delta t$.
2. Q_0 , Q_I und Q_s ermitteln. Im Normalfall geht der Schwingungsvorgang von einer Öffnungs- oder Schließbewegung der Turbine aus. Bei Wasserschloßsystemen der vorliegenden Art wird die Wasserschloßschwingung jedoch häufig durch eine Änderung von Q_0 bzw. Q_I eingeleitet.
3. $z_{I m}$ schätzen; nach Gl. (7) Δw_{II} berechnen; $w_{II m}$ ergibt sich aus Gl. (3 b).
4. Mittels Gl. (6) Δw_I berechnen.
5. Aus Gl. (4 b) Δz_I und aus Gl. (3 a) $z_{I m}$ berechnen.

6. Dieser berechnete Wert von $z_{I m}$ muß mit der Schätzung (Ziff. 3) übereinstimmen.

7. Ist die Übereinstimmung erzielt, dann aus Gl. (4 a) Δz_0 und aus Gl. (4 c) Δz_{II} ermitteln.

Die Wasserspiegellage z im Zeitpunkt T_{i+1} wird gefunden, indem man zum bereits bekannten z_i den errechneten Wert Δz addiert. Es ist wichtig, daß die Ausgangswerte z im Zeitpunkt $T = 0$ für alle drei Becken auf den gleichen Horizont bezogen werden.

Zur Kontrolle des Rechnungsergebnisses kann die Inhaltsgleichung Gl. (8) in Verbindung mit Gl. (9 a) bis (9 d) dienen.

$$\Delta J_{ges} = \Delta J_0 + \Delta J_I + \Delta J_{II}; \quad (8)$$

$$\Delta J_{ges} = (Q_0 + Q_I - Q_s) \cdot T_i; \quad (9 a)$$

$$\Delta J_0 = F_0 \cdot (z_0^{T_i} - z_0^{T_0}); \quad (9 b)$$

$$\Delta J_I = F_I \cdot (z_I^{T_i} - z_I^{T_0}); \quad (9 c)$$

$$\Delta J_{II} = F_{II} \cdot (z_{II}^{T_i} - z_{II}^{T_0}); \quad (9 d)$$

Der Wert ΔJ_{ges} im obigen Berechnungsschema, Spalte 5, wird nach Gl. (9 a) berechnet. Die Gl. (8) in Verbindung mit (9 b) bis (9 d) ergeben nach Durchführung der Schwingungsberechnung den Kontrollwert ΔJ_{ges} . Das Ergebnis kann geringfügig von dem aus Gl. (9 a) ermittelten Wert abweichen, ohne daß ein Rechenfehler vorliegt; denn die Glieder mit Δw^2 wurden bei Aufstellung der Gl. (6) und (7) vernachlässigt. Es empfiehlt sich dann, das Ergebnis der Gl. (8) mit (9 b) bis (9 d) dem aus Gl. (9 a) ermittelten Wert anzugleichen. Dies hat dadurch zu geschehen, daß bei positivem Δw der errechnete Wert etwas zu verkleinern, bei negativem Δw etwas nach der negativen Seite zu vergrößern ist.

Ergibt die Probe mit Hilfe der Gl. (8) und (9) jedoch deutliche Abweichungen, dann liegt offenbar ein Rechenfehler vor.

Tabelle 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
T	Q_0	Q_I	Q_s	ΔJ_{ges}	Δz_0	z_0	Spiegel Becken 0	ΔJ_0	Δw_I	w_I	z_I	Spiegel Becken I	ΔJ_I	Δw_{II}	w_{II}	Δz_{II}	z_{II}	Spiegel Becken II	ΔJ_{II}
s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³	m	m	m ü. NN	m ³	m/s	m/s	m	m ü. NN	m ³	m/s	m/s	m	m	m ü. NN	m ³

Erfahrungen mit thermoplastischen Kunststoff-Folien auf Basis Oppanol B in der Bau- und Abdichtungstechnik.

Mitteilung aus dem Kunststoff-Rohstoff-Laboratorium der Badischen Anilin und Soda-Fabrik AG., Ludwigshafen a. Rh.

Von Dipl.-Chem. Dr. Heinz Lange.

I. Einordnung der Oppanol-Folien in die Entwicklung der Abdichtungstechnik.

Für die Bewertung der Erfahrungen, welche mit thermoplastischen Kunststoff-Folien auf Basis Oppanol B¹ bei der Ausführung von Abdichtungen im Bauwesen bisher gesammelt wurden, ist es sicherlich nützlich, zunächst in einem Überblick die Entwicklung der von der Abdichtungstechnik benutzten Werkstoffe zu erfassen. In diesem Zusammenhange sollen auch die Wechselwirkungen zwischen Bau- und Abdichtungstechnik aufgezeigt werden.

Das Abdichten von Bauwerken ist eine junge, technische Wissenschaft. Sie empfangt, wie noch näher ausgeführt wird, ihre entscheidenden Impulse von der modernen Bautechnik erst im Laufe der letzten fünfzig Jahre. Gewiß wurden bereits in den frühesten Zeiten menschlicher Kultur beim Bauen gelegentlich Stoffe verwandt, welche den Bauwerken

einen Schutz gegen die zerstörenden Wirkungen des Wassers bieten sollten. Die Verarbeitung von dichtenden Materialien nach technischen Regeln ist jedoch bis in die unmittelbare Vergangenheit auch deshalb unterblieben, weil die hierfür notwendigen Stoffe nicht in genügender Menge vorhanden waren.

Aber selbst nachdem man am Anfang des 18. Jahrhunderts dann die reichen Asphaltlager im Val de Travers im Schweizer Jura entdeckt hatte, dauerte es noch sehr lange, bis diese bituminösen Naturprodukte in erwünschtem Umfang angewendet wurden. Man mußte sich erst mit ihren Eigenschaften vertraut machen und lernen, sie zu verarbeiten. Außerdem fehlte es an gesicherten Erkenntnissen über das Verhalten des Wassers auf Baustoffe und die Abdichtungsmaterialien selbst.

So ist es zu verstehen, daß mit Naturasphalten schließlich vorwiegend Straßenbeläge erzeugt wurden. Nur in seltenen Fällen dienten sie zur Herstellung von Feuchtigkeitsabdichtungen und Fußbodenbelägen. Später, als man

¹ Die meisten der in diesem Aufsatz benutzten Handelsbezeichnungen sind eingetragene Warenzeichen der Badischen Anilin- u. Soda-Fabrik AG., Ludwigshafen a. Rh.

die Zusammensetzung der Naturasphalte und ihre Eigenschaften studiert hatte und diese durch Zumischen von Bitumen und geeigneten Füllstoffen auch abzuwandeln verstand, entwickelte sich besonders in Großbritannien eine Technik der Bauwerksabdichtung auf Basis Asphalt, welche vorwiegend dem Straßen-, Brücken- und Wasserbau neue Möglichkeiten erschloß und die in diesem Lande heute noch Bedeutung besitzt. Auf dem Kontinent ging man indessen andere Wege.

Von nachhaltigerem Einfluß auf die Entwicklung der Abdichtungstechnik erwies sich hier die Erfindung der Gasbeleuchtung am Anfang des 19. Jahrhunderts. Dieser Zusammenhang erscheint zunächst absonderlich, aber er ist eine Tatsache. Für die beim Verkoken der Steinkohle neben dem Leuchtgas anfallenden Teere und die aus letzterem durch Destillationsprozesse gewonnenen Pechesuchte man Verwendungsmöglichkeiten und erfand die Teerdachpappe. Das geschah 1828 durch Lampadius in Freiberg in Sachsen, welcher jener Stadt auch die erste deutsche Gasanstalt erbaute.

Die industrielle Auswertung dieser Erfindung ist in Deutschland nur sehr zögernd vorgenommen worden. In anderen europäischen Ländern verlief diese Entwicklung noch langsamer. Die Ursache hierfür lag im Widerstand der Dachdecker und in ihrem Mißtrauen gegen den neuen Werkstoff begründet; stellte sich ihnen doch die Aufgabe, Schiefer, Ziegel oder Metallbleche, also schwere, feste, harte, zähe und in langer Tradition bewährte Baustoffe für Dachbedeckungen gegen leichte und beträchtlich empfindlichere Pappen einzutauschen. Wenn sich schließlich dennoch Dacheindeckungen mit bituminösen Pappen allmählich durchsetzen konnten, so ist dies dem Umstand zuzuschreiben, daß die Bautechnik mit der Zeit die Vorzüge des Flachdaches für die in immer größerem Umfange zu erstellenden Fabrikbauten erkannte und hierfür leichte Eindeckstoffe benötigte.

Wesentlich später, etwa gegen Ende des 19. Jahrhunderts, wurden mit Steinkohlenteerweichpechen getränkte oder mit Mischungen aus Teer und Füllstoffen bestrichene Filze, Gewebe oder zwischen dünnen Teerpappen eingeklebte Bleifolien für die Zwecke der Bautenabdichtung in fortlaufender Fabrikation gefertigt.

Beim Ausführen von Isolierungen mit diesen Stoffen konnte man sich jedoch lediglich auf Erkenntnisse stützen, die bei der Herstellung von Pappdacheindeckungen gewonnen worden waren. Im Laufe der Jahre wurden dann auch an zahlreichen Fehlschlägen jene Erfahrungen gesammelt, welche als Voraussetzungen für technisch befriedigende Isolierungen anzusehen sind. Sie betrafen darüber hinaus auch die Veränderungen dieser Stoffe unter dem Einfluß von Zeit, Temperatur, Luft und Wasser, mit dessen wissenschaftlicher Untersuchung allerdings erst vor wenigen Jahren begonnen wurde. Schließlich war noch das schwierige Problem einer brauchbaren Verklebung der einzelnen Pappenplatten bzw. der späteren Pappenbahnen zur eigentlichen Abdichtung zu lösen.

Um die Jahrhundertwende ahnte man, daß das Abdichten von Bauwerken — noch immer von den Beteiligten als eine Kunst und nicht als Technik empfunden und bezeichnet — nicht allein von der Stoff- oder gar von der Kostenseite her, sondern auch unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen Baugrund, Bauwerk und Abdichtungsmaterialien zu geschehen hat. Es ist eine bedauerliche Tatsache, daß diese Erkenntnis und die sich aus ihr ergebenden Konsequenzen noch heute manchem Bautechniker fremd sind.

Nach 1920 begann die rasche Entwicklung der Automobil- und Flugzeugindustrie. Dementsprechend mußte die Erzeugung von Benzin aus Erdöl von Jahr zu Jahr gesteigert werden. In demselben Maße fiel aber auch als Rückstand der Mineralöldestillation Bitumen an, für welches Absatzmöglichkeiten zu erschließen waren. Auf Grund von

Erfahrungen mit den verwandten Naturasphalten lag es nahe, dieses Bitumen dem Straßenbau und der Abdichtungstechnik zuzuführen. In den zwanziger Jahren hat sich dieser neue Werkstoff in zähem und hartem Kampf gegen die Steinkohlenteerpeche seinen Anwendungsbereich erobert. Der Wettbewerb zwischen Teer und Bitumen war dem Fortschritt der Abdichtungstechnik nützlich, vor allem was die Ausarbeitung konventioneller Prüfmethode der genannten Stoffe anbelangt.

Etwa 1930 kam die Entwicklung der Abdichtungstechnik mit bituminösen Stoffen, worunter man sowohl Steinkohlenteerpeche als auch Destillationsbitumen in reiner oder gefüllter Form aber auch Asphalte versteht, zu einem Abschluß. Es entstanden in Deutschland die ersten Vorschriften für die Abdichtung von Bauwerken, so 1931 die „Vorläufige Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken“ (AIB) der ehemaligen Deutschen Reichsbahn und 1932 die DIN 4031: „Wasserdruckhaltende Dichtungen aus nackten Teerpappen oder nackten Asphaltbitumenpappen“.

Zu diesem Zeitpunkt wurde im Rahmen wissenschaftlicher Entwicklungsarbeiten in der Badischen Anilin- und Soda-Fabrik AG. Ludwigshafen a. Rh. der Kunststoff Oppanol B in hochmolekularer Form gefunden. Seine vorzüglichen physikalischen und chemischen Eigenschaften [1] regten dazu an, ihn auch für die Abdichtungstechnik nutzbar zu machen. Mit Füllstoffen versehen und in die Form von Folienbahnen gebracht, hat dieser Kunststoff der Abdichtungstechnik allgemein neue Wege eröffnet und ihre weitere Entwicklung gefördert [2].

Es sind in diesem Überblick weder die Putz- noch die Metalledichtungen erwähnt worden. Auch auf die Einbeziehung der Verfahren zur Dichtung des Baugrundes und der Herstellung wasserdichten Betons wurde verzichtet. Wohl stellen diese Verfahren und Methoden einen wesentlichen Bestandteil der heutigen Abdichtungstechnik dar. Sie unterliegen jedoch als starre oder porenfüllende Dichtungen grundsätzlich anderen technischen Regeln als die sog. „Hautdichtungen“, so daß ihre Behandlung im gegebenen Rahmen nicht zweckmäßig wäre. Dies gilt ebenfalls für das Sondergebiet der Dachbedeckungen, auf welchem bituminöse Stoffe in umfangreichem Maße erfolgreich zur Anwendung gebracht wurden.

Als Triebfeder für die Entwicklung der Abdichtungstechnik ist die Industrialisierung des Wirtschaftslebens anzusehen. Mit ihr wurde die Bautechnik um die Jahrhundertwende vor völlig neue Aufgaben gestellt. Die Konzentration der Industrie an geeigneten geographischen Plätzen, die damit verbundene Zusammendrängung der Menschen auf engem, teurem Raume, die sich aus dieser Neuordnung herleitenden verkehrstechnischen Probleme förderten eine Bauweise, welche vorwiegend in der Vertikalen verlief. Man baute nun hoch, gründete tief und mußte daher die Bauwerke gegen andrängendes, schädliches Wasser in weit größerem Umfange als früher schützen. Die Abdichtungstechnik hat sich deshalb vor allem am Ingenieurbau entwickelt. Von wesentlichem Einfluß waren dabei die Untergrundbahn-Bauten: 1894—96 in Budapest, 1895—1900 in Berlin und Hamburg und 1913 in Kopenhagen.

Es ist bezeichnend, daß die Oppanol-Folien ihre erste Verwendung als Abdichtungsmaterial im Ingenieurbau fanden und sich dort seit 1938 bewährten.

II. Vergleichende Betrachtung der Eigenschaften von Kunststoff-Folien und bituminösen Abdichtungsstoffen.

Die Verwendungsmöglichkeiten der Oppanol-BA-Folie für die Bautenabdichtung sind bestimmt durch eine Reihe physikalischer und chemischer Eigenschaften [3]. Der im folgenden unternommene Vergleich dieser Materialeigenschaften mit entsprechenden bituminösen Stoffe soll später der Abgrenzung der anwendungstechnischen Voraussetzungen dienen, unter welchen die beiden Stoffklassen in der Abdichtungstechnik zu verarbeiten sind.

Dehnbarkeit und Festigkeit.

Als besonders bemerkenswerte Eigenschaft der Kunststoff-Folie ist ihre hohe Dehnbarkeit bei ausreichender Festigkeit innerhalb des Temperaturbereiches von -30°C bis $+60^{\circ}\text{C}$ evtl. 70°C anzusehen. Abb. 1 stellt die entsprechenden Verhältnisse dar. Oberhalb der angegebenen Temperatur von $+70^{\circ}\text{C}$ nimmt die plastische Verformbarkeit des Folienmaterials allmählich zu. Dementsprechend verringert sich seine Dehnbarkeit und Festigkeit. Interessant ist das ausgeprägte Maximum der Dehnbarkeit bei Temperaturen von rd. $45-50^{\circ}\text{C}$. Bei rd. 200°C liegt die Folie praktisch erweicht vor. Nach tieferen Temperaturen hin steigt die Festigkeit der Folien sehr stark an, während ihre Dehnbarkeit abnimmt, d. h. die Folien werden härter. Diese Feststellungen gelten auch für Folien, welche langandauernden und beliebig häufigen Temperatureinwirkungen ausgesetzt waren. In Abb. 2 wird die Dehnbarkeit eines unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften der Folie von der Deutschen Bundesbahn vorgeschriebenen Prüfstabes während der Messung der Zerreißfestigkeit und -dehnung an der Schopper'schen Zerreißmaschine gezeigt.

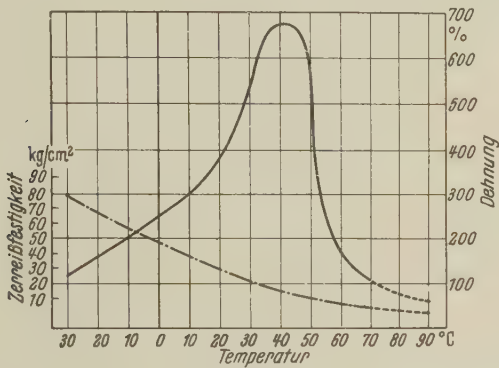


Abb. 1. Zerreißfestigkeit und Dehnung von Oppanol BA-Folie in Abhängigkeit von der Temperatur.

Bei der Schlitzdruckprüfung (nach AIB.) wird die 1,5 mm starke Folie durch einen Wasserdruck von 3 at mindestens eine Stunde lang gegen den 5 mm breiten Schlitz einer stählernen Druckplatte gepreßt und auf diese Weise ihre Wasserundurchlässigkeit festgestellt. Oppanol BA-Folie erfüllt die in der AIB. gestellten Anforderungen. Daneben kann man diese Probe aber auch als eine Prüfung der Zeitstandfestigkeit ansehen. Sie gibt darüber Auf-

schluß, daß eine freitragend angeordnete Folie entsprechend den auf sie einwirkenden

Wasserdrucken dann verhältnismäßig kurze Zeit nur Widerstand unter plastischer Verformung zu leisten vermag, wenn die Breite des zu überbrückenden Spaltes etwa der Folienstärke entspricht oder größer als diese ist. Feinere Risse (Haarrisse) verursachen keine Beschädigung; Fugenabdichtungen im Bereich drückenden Wassers müssen hingegen durch Druckfangbleche gegen Durchbruch gesichert werden.

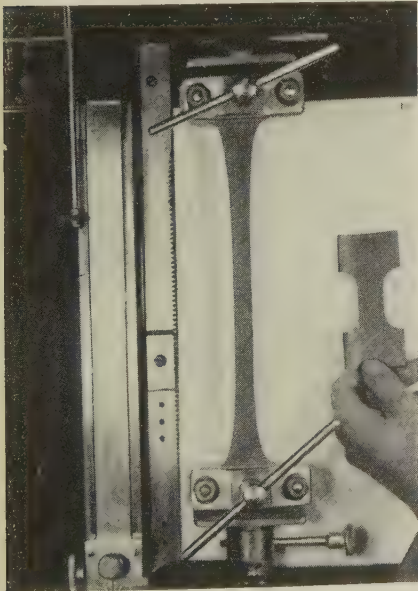


Abb. 2. Bestimmung der Zerreißfestigkeit und Dehnung von Oppanol BA-Folie in der Schopper'schen Zerreißmaschine. Rechts: Prüfstab ungedehnt. Links: Prüfstab während der Prüfung gedehnt.

In Bezug auf Dehnbarkeit und Festigkeit erfüllen damit Oppanol-Folien innerhalb eines weiten Temperaturbereiches manchen Wunsch der Bauingenieure, der bislang offengeblieben war. Nur unter scharfen Knickbeanspruchungen, denen Bauwerksabdichtungen aber nicht ausgesetzt werden dürfen, können die Folien bei Temperaturen von -30°C an brechen. Echte Sprödigkeit des Materials tritt bei Temperaturen von -50°C auf.

Bei den Bitumenklebmassen, also dem eigentlichen Abdichtungsstoff bituminöser Abdichtungen, ist der Anwendungsbereich durch ihr Temperatur-Fließverhalten bestimmt [4]. Da diese Stoffe bei Temperaturen um $+30^{\circ}\text{C}$ bereits reinviskos fließen, d. h. sich wie echte Flüssigkeiten verhalten, aber schon bei -10°C spröde Körper darstellen, können bituminöse Abdichtungsstoffe, wenn man nicht besondere Vorkehrungen trifft, gemäß DIN 4031 nur in dem Temperaturbereich von -10°C bis max. $+30^{\circ}\text{C}$ zur Anwendung gebracht werden. In diesem Bereich und beträchtlich darüber hinaus erscheinen demgegenüber Oppanol-Folien als feste, nahezu formbeständige Körper.

Verhalten unter Druckeinwirkung.

Bei Untersuchungen über das Verhalten der Folien unter der Einwirkung von Flächendrücken wurde festgestellt, daß sie bei einem Druck von 44 kg/cm^2 (bei einer Versuchstemperatur von $+20^{\circ}$ bis 25°C) in der Zeit von 100 Stunden, wobei sie zwischen Stahlplatten gepreßt wurden, nur eine Dickenverminderung von $0,5-0,6\%$ erfahren. Bei einer Belastung während weiterer 100 Stunden trat eine zusätzliche Zusammenpressung nicht mehr ein. Dieser Befund stimmt mit Beobachtungen über das Verhalten von Oppanol-Folien in Flanschsystemen und bei Horizontalisolierungen überein. Unter langwährender Einwirkung eines Druckes von $70-100\text{ kg/cm}^2$ auf eine Tunnelisolierung aus Oppanol-Folie, die ohne Verklebung, also lose aufgelegt, zwischen dem abgezeichneten Putz des Gewölbebetons und einer Klinkerflachschicht als Schutzschicht, welche in Zementmörtel verlegt worden war, angeordnet wurde, hat sich gezeigt, daß eine Dickenverminderung des Folienkörpers durch Fließen des Materials nicht eintrat.

Sehr aufschlußreich erscheinen auch Kurzzeitversuche, bei welchen Oppanol BA-Folien, in Prüfwürfel ($20 \cdot 20 \cdot 20\text{ cm}$) einbetoniert, nach gewissen Abbinde- und Lagerzeiten extrem hohen Druckbelastungen bis zu 230 kg/cm^2 ausgesetzt wurden. Das Folienmaterial ist trotz der beträchtlichen Druckbeanspruchung nicht seitlich ausgewichen. Die Folie wurde auch nicht zerstört.

Allgemein kann gesagt werden, daß sich Oppanol-Folien unter der Einwirkung von Flächendrücken nur so lange durch „kaltes Fließen“ verformen, als die spezifischen Haft- und Reibungsverluste an den Grenzflächen im Verhältnis zur Viskosität des Materials gering sind. Aus diesem Grunde schädigen punktförmige Druckbeanspruchungen die Folien in jedem Fall.

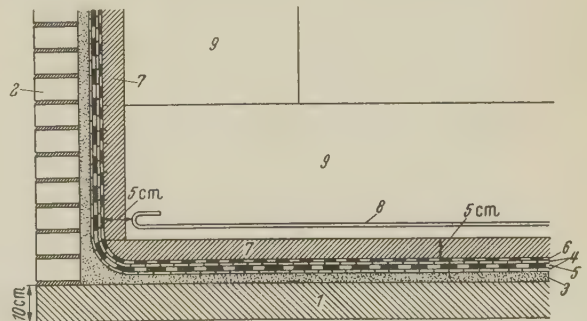


Abb. 3. Wasserdruckhaltende Außenhautdichtung aus Oppanol BA-Folie. (Dichtungswanne mit Wandabdichtung von innen her.) 1 Arbeitsboden; 2 Hilfswand; 3 Glattnstrich bzw. Putz; 4 Klebefilm; 5 Oppanol BA-Folie; 6 Trennschicht; 7 Schutzschicht (hier: Dichtungsrücklage); 8 Bewehrung; 9 Statischer Beton.

Bei bituminösen Stoffen sind auch in diesem Zusammenhang die ausgesprochenen Flüssigkeitseigenschaften zu berücksichtigen. Daher dürfen bituminöse Abdichtungen nur mit Flächendrücken bis höchstens 5 kg/cm^2 beansprucht werden. Bei höherer Druckeinwirkung ist die Gefahr des Abwanderns der plastischen Klebmassen in benachbarte, minderbelastete Bezirke und damit des Zerstörens der Abdichtung erheblich.

Wasseraufnahmefähigkeit und Quellbarkeit.

In Anbetracht der Wasseraufnahmefähigkeit bituminöser Klebmassen und der Quellbarkeit bituminöser Abdichtungen, welche nur wenig bekannt sind, aber schon häufig Anlaß zu Schäden gaben, lag es nahe, auch das Verhalten von thermoplastischen Kunststoff-Folien gegenüber wäßrigen Lösungen und Dispersionen, wie sie im Bauwesen gegeben sind, eingehend zu prüfen. Es wurde hierbei festgestellt, daß Oppanol-Folien im Gegensatz zu bituminösen Stoffen selbst bei längerer Einwirkungsdauer der verschiedensten Untersuchungslösungen bei Temperaturen



Abb. 4. Feuchtigkeitsisolierung mit Oppanol BA-Folie an erdverlegten Stahlbehältern.

bis zu 100°C als quellfest und wasserundurchlässig bezeichnet werden können.

Dagegen haben die Folien mit allen für bituminöse Abdichtungen verwandten Klebmassen die Eigenschaft gemeinsam, durch Benzin, Treibstoffgemische, Dieselöl, Petroleum, Benzol, gewisse Lacklösungsmittel, fette Öle, tierische und pflanzliche Fette angequollen, erweicht, langsam gelöst und damit zerstört zu werden. Dieses Verhalten ist in der Abdichtungstechnik sorgfältig zu beachten.

Das Quellschweißen.

Auf der Quellbarkeit der Oppanol BA-Folie durch Kohlenwasserstoffe, beispielsweise durch Benzin, beruht das Quellschweißverfahren. Es ist dies eine Methode, Folienteile miteinander bei gewöhnlicher Temperatur homogen zu verbinden, wodurch der Unterschied zum Verkleben gegeben ist. Wesentlich für den Erfolg dieses eleganten Verfahrens ist allerdings, daß ein Quellmittel brauchbarer Zusammensetzung und geeigneten Dampfdruckes gewählt wird. Außerdem ist peinlich darauf zu achten, daß die zu verschweißenden, üblicherweise 5 cm breiten Überlappungen nicht durch fremde Stoffe verunreinigt vorliegen. Um Fehlanwendungen zu vermeiden, hat das Quellschweißen von Oppanol BA-Folien ausschließlich unter Benutzung des Quellschweißmittels Oppanolin zu geschehen.

Beim Quellschweißen bildet sich alsbald nach dem Einstreichen hinreichender Mengen an Oppanolin in der Überlappung ein dünner Quellfilm erhöhter Plastizität auf den einander zugekehrten Folienoberflächen aus. Im allgemeinen werden $40\text{--}60 \text{ g}$ Oppanolin auf den laufenden Meter Überlappung benötigt. Unter leichter Druckeinwirkung, z. B. durch gleitenden Druck des Handballens, wird die homogene Verbindung der angequollenen Folienteile herbeigeführt (s. Abb. 10). Das leichtflüchtige Quellmittel

verläßt später durch Diffusion und Verdampfung wieder die Schweißstelle und ihre Umgebung, ohne dabei die Eigenschaften des Folienmaterials verändert zu haben.

Es ist darauf zu achten, daß frisch durch Quellschweißung verbundene Überlappungen nicht unmittelbarer Sonnenbestrahlung und damit einer Erwärmung von rd. $60\text{--}70^\circ \text{C}$ ausgesetzt werden, weil sonst durch zu rasche Entbindung des Schweißmittels Blasenbildung in der Schweißstelle eintritt.

Da die Quellung temperaturabhängig verläuft, ist es bei tieferen Außentemperaturen vorteilhaft, vor dem Ausführen der eigentlichen Quellschweißung das Folienmaterial der Überlappung zunächst durch Bestreichen mit Oppanolin vorzuquellen. Bei sorgsamer Arbeitsausführung hat sich diese Methode als sicher und zuverlässig erwiesen. Sie verdrängte das früher bei Oppanol BA-Folie gebräuchliche Heißpreßschweißen völlig.

Chemische Beständigkeit.

Von jeher war es das Anliegen der Abdichtungstechnik, für ihre Zwecke möglichst solche Stoffe zu verwenden, welche bei hinreichenden physikalischen Eigenschaften sich weder im Laufe der Zeit selbst verändern noch durch andere Einflüsse verändert werden können. Sie sollten vor allem nicht altern, gegenüber Wasser und den in ihm enthaltenen, für Baustoffe schädlichen Bestandteilen sowie auch gegenüber Luftsauerstoff beständig sein.

Derartigen Anforderungen können nach allgemein chemischen Erfahrungen bestenfalls Produkte reproduzierbarer Synthesen in der Form stabiler Stoffe oder Stoffgemische definierter Zusammensetzung entsprechen. Das hochpolymere Oppanol B 200 als Basis der Oppanol-Folien ist ein solcher Stoff. Seine Eigenschaften wurden in zweckentsprechend abgewandelter Form auf die Oppanol-Folien übertragen.

Es ist übrigens durchaus denkbar, für besondere abdichtungstechnische Aufgaben gewisse erwünschte Veränderungen der Eigenschaften des thermoplastischen Materials der Folien im Rahmen der Grundeigenschaften des Ausgangsproduktes noch vorzunehmen. Hier wie auch in anderer Beziehung eröffnet sich ein weites Feld für die Zusammenarbeit der Chemie und Technik der Kunststoffe mit der Bau- und Abdichtungstechnik.

In der praktischen Bewährung der Oppanol-Folien als Abdichtungsmaterial im Bauwesen sind die Voraussagen des Chemikers über ihre Alterungsbeständigkeit, welche er aus ihrem chemischen Aufbau folgerte, vollauf bestätigt worden. Folien, die beispielsweise 1938/39 zur Abdichtung von Stollenbauten verwandt worden sind und vor kurzer Zeit stellenweise im Zuge von Umbauarbeiten wieder freigelegt werden konnten, zeigten, obwohl sie fast 14 Jahre stark drückenden, teilweise erheblich huminsäurehaltigen Wässern ausgesetzt waren, weder Veränderungen

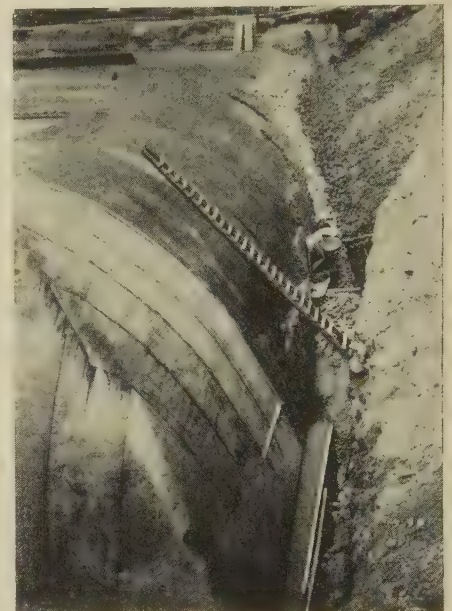


Abb. 5. Feuchtigkeitsisolierung mit Oppanol BA-Folie an einem unterirdischen Trinkwasserbehälter. Behälterbeton, Oppanol BA-Folie, Trennschicht, Schutzmauerwerk, Sickerschicht.

ihrer äußeren Beschaffenheit noch ihrer mechanischen Eigenschaften.

Demgegenüber sind erfahrungsgemäß bituminöse Abdichtungen, insbesondere solche mit nackten Pappen als Stützstoff, weder alterungsbeständig noch verrottungsfest. Diese Mängel kann man nur durch bautechnische Maßnahmen, über welche noch gesprochen wird, eindämmen.



Abb. 6. Feuchtigkeitsisolierung mit Oppanol BA-Folie auf der Decke eines unterirdischen Trinkwasserbehälters.
Oppanol BA-Folie — Trennschicht.

Die nach den Vorschriften der AIB verlangte chemische Beständigkeit der Oppanol-Folien gegen Salzsäure 5%ig, Schwefelsäure 1%ig, Salpetersäure 5%ig, Essigsäure 20%ig, Natronlauge 25%ig und Ammoniak 5%ig wird von ihnen einwandfrei erfüllt.

Feste Verhaftung.

Schließlich sei noch eine Eigenschaft der thermoplastischen Kunststoff-Folien auf Basis Oppanol B erwähnt, welche für ihre Anwendungstechnik von Bedeutung ist. Beim Abbinden plastischer Mörtelmassen in direktem Kontakt mit den Folien tritt ein fester Verbund, die sogenannte „feste Verhaftung“ zwischen beiden ein. Durch diese starre Verbindung wird die freie Dehnbarkeit der Folie aufgehoben. Bei evtl. Rißbildungen und gleichzeitig stattfindenden Bewegungen in einer unmittelbar auf die



Abb. 7. Abdichtung der Fahrbahnplatte einer Deckbrücke mit Oppanol BA-Folie. Vor der Verlegung der Trennschicht.

Folie gebrachten Schutzschicht (Estrich, Plattenbelag oder Mauerwerk in Zement- oder Kalkmörtel bzw. in Säurekitt verlegt) wird dann auch die Folie zerrissen, weil sie durch die „feste Verhaftung“ ein Teil des starren Systems wurde. Um diese für den Bestand einer Abdichtung abträgliche Eigenschaft zu unterbinden, ist es notwendig, Oppanol-Folien dort, wo sie in Kontakt mit plastischen Mörtelmassen kommen könnten, vorher mit einer Trennschicht zu versehen. Als Trennschichten verwendet man nackte Pappen, paraffiniertes Papier und gelegentlich auch Anstriche mit Kalk- bzw. Tonaufschlämmungen (Abb. 5 u. 6).

III. Abdichtungstechnische Folgerungen.

Allgemeine Regeln.

Der prinzipielle Unterschied zwischen Abdichtungen aus thermoplastischen Kunststoff-Folien und bituminösen Klebeabdichtungen besteht darin, daß die durch Verschweißung einzelner Bahnen hergestellte Abdichtungshaut homogen in sich sämtliche physikalischen und chemischen Eigenschaften der Folie vereinigt, während man bei bituminösen Klebeabdichtungen durch die Kombination verschiedenartiger Stoffe mit unterschiedlichen Eigenschaften ein heterogenes System aufbaut, das notwendig aus mehreren Lagen bestehen muß.

Diese Verhältnisse werden am Beispiel der Dehnbarkeit beider Abdichtungsarten sinnfällig. Die hohe Dehnbarkeit von Oppanol-Folien ist eine Stoffeigenschaft, welche auch die aus ihnen hergestellte Abdichtung unmittelbar und überall gleichmäßig besitzt. Das deutlich geringere Dehnungsvermögen bituminöser Abdichtungen beruht hauptsächlich auf Gleitvorgängen in den geklebten Nahtüberdeckungen, d. h. auf Bewegungen in der empfindlichsten Stelle.

Ein weiterer wesentlicher Unterschied ist durch das verschiedene Viskositäts-Temperaturverhalten von Oppanol-Folien gegenüber bituminösen Klebmassen gegeben. Während Folien im Bereiche ihrer Anwendungstemperaturen zwar nicht als freitragende, aber als hinreichend formbeständige Körper behandelt werden können, ist bituminöses Dichtungsmaterial entweder als mehr oder weniger viskose Flüssigkeit oder als spröder Körper zu betrachten.

Bei der Konstruktion von Bauwerken hat man in Bezug auf ihre Abdichtungen sorgfältig und auch rechtzeitig die Quellbarkeit und Verrottbarkeit bituminöser Abdichtungen in der Weise zu berücksichtigen, daß ihre vollflächige und ausreichende Einspannung später dauernd gewährleistet ist. Diese bauseitige Voraussetzung für den Bestand der genannten Dichtungsart herbeizuführen, verlangt in der Mehrzahl der Fälle besondere Aufwendungen.

Worin der Fortschritt nun besteht, den thermoplastische Kunststoff-Folien auf Basis Oppanol B sowohl für die Abdichtungstechnik als auch für die Bautechnik gebracht haben, erhellt aus einem Vergleich der Anwendungstechnik der Oppanol BA-Folie mit Grundregeln [4], welche bei der Ausführung bituminöser Abdichtungen zu beachten sind.

1. Eine bituminöse Abdichtung muß allseitig von festen Baukörpern umschlossen sein, da sonst die Klebmassen abfließen. Die bituminöse Abdichtung ist hohl, raumfrei zwischen die Baukörper einzubauen.

Eine Abdichtung aus Oppanol BA-Folie ist innerhalb ihres Temperaturanwendungsbereiches als nicht fließend anzusprechen. Das Temperatur-Viskositätsverhalten von Klebmassen, mit welchen die Folie auf die Dichtungsfläche des Bauwerkes geheftet oder geklebt wird, hat mit ihrer Abdichtungsfunktion nichts zu tun. Bei Folienabdichtungen ist das Kleben nur eine zeitweilige Hilfsmaßnahme, um sie am Bauwerk so lange zu halten, bis eine sich selbst tragende Schutzschicht aufgeführt ist.

2. Eine bituminöse Abdichtung kann nur senkrecht zu ihrer Ebene gerichtete Kräfte übertragen, weil sie praktisch reibungslos ist.

Bei Abdichtungen aus Oppanol BA-Folie werden parallel zur Dichtungsebene wirkenden Kräften erhebliche Widerstände entgegengesetzt, da die Reibung der Abdichtungshaut an den sie einschließenden Baukörpern und die Zähigkeit der Folien beträchtlich sind. Entsprechende Versuche und praktische Fälle haben den Beweis erbracht, daß die Folie in gewissem Umfange Schubwirkungen selbst unter hohem Druck infolge ihrer Homogenität, Festigkeit und Dehnbarkeit ohne zu zerreißen aushält und überträgt. Dennoch ist auch bei Abdichtungen aus Oppanol-Folien an dem allgemeinen Grundsatz festzu-

halten, daß auf eine Abdichtung nur senkrecht zu ihrer Ebene gerichtete Kräfte wirken sollen.

3. Die auf bituminöse Abdichtungen wirkenden Kräfte müssen entweder gleichmäßig verteilt sein, oder die Belastung muß stetig verlaufen und darf nicht mehr als 5 kg/cm^2 betragen.

Die Abdichtung aus Oppanol BA-Folie wird durch Unstetigkeiten der Belastungskräfte dann nicht gefährdet, wenn punktförmige oder solchen gleichzusetzende Beanspruchungen ausgeschlossen sind. Sie vermag damit den im Hoch- und Tiefbau auftretenden Flächendrücken ohne Beeinträchtigung ihrer Wirksamkeit zu widerstehen.

4. Der Bestand bituminöser Abdichtungen ist nur dann gewährleistet, wenn diese ständig und vollflächig zwischen zwei feste Körper mit einem Druck von ca. $0,4 \text{ kg/cm}^2$ eingepreßt werden.

Abdichtungen aus Oppanol BA-Folie brauchen infolge ihrer Quell- und Verrottungsfestigkeit nicht eingepreßt bzw. eingespannt zu werden.

5. Bituminöse Abdichtungen dürfen einer Wärmebeanspruchung nur bis höchstens $+30^\circ \text{C}$ ausgesetzt werden. Sie sind in schwingenden Systemen (Brücken, Zwischendecken) bei Temperaturen unterhalb von -10°C infolge beginnender Versprödung der Klebmassen gefährdet.

Abdichtungen aus Oppanol BA-Folien weisen



Abb. 8. Vorbereitung der orthotropen Fahrbahnplatte einer Stahlbrücke für die Ausführung einer Abdichtung mit Oppanol BA-Folie. Abgleichen der Nietkopfreihen mit Bitumenmörtel.

im Bereich von -30°C bis rd. 70°C eine ausreichende Festigkeit und hohe Dehnbarkeit auf.

Infolge der bisher aufgezeigten, wesentlichen Unterschiede der Eigenschaften und damit auch der Anwendungstechnik der Oppanol-Folien und der bituminösen Abdichtungsstoffe ist ihre Kombination an zusammenhängenden Dichtungsobjekten technisch nicht zu rechtfertigen und daher unzulässig.

Beschaffenheit der Abdichtungsunterlage und der Dichtungsrücklage.

Es hat sich im Bauwesen in den letzten Jahren die Unsitte herausgebildet, die ordnungsgemäße Ausbildung der Abdichtungsunterlagen zu vernachlässigen, obwohl hierüber bestimmte und auch verbindliche Vorschriften bestehen. Dieser Mißstand führt immer wieder zu unliebsamen Auseinandersetzungen zwischen Bau- und Abdichtungsunternehmern und hat schon so manchen kostspieligen Schaden verursacht. Abdichtungsunterlagen müssen unbedingt planeben, nicht zu rauh, einwandfrei verfestigt und sauber sein. Kanten und Ecken sind ab- und auszurunden, wobei der Abrundungsradius von 4 cm nicht unterschritten, aber auch nicht wesentlich überschritten werden soll. Im allgemeinen wird man die hinreichende Oberflächenbeschaffenheit der Abdichtungsunterlage durch Putzen mit Zementmörtel bzw. durch Ausbildung eines Estriches herbeiführen.

Um sich an vertikalen oder über Kopf laufenden Unterlagen das teure Putzen zu ersparen, hat man mit Erfolg auch schon die Innenseite ihrer Schalungen mit einseitig gesandeter bituminöser Pappe versehen. Nach dem Ausschalen hängt dann die Pappe mit der gesandeten Seite fest an der Dichtungsunterlage und bildet eine gut geeignete Klebefläche für die Abdichtung. Diese Arbeitsweise ist freilich nur dort zulässig, wo die Abdichtung nicht durch Druckwasser gegen die beschriebene Klebefläche gepreßt wird.



Abb. 9. Abdichtung der orthotropen Fahrbahnplatte einer Stahlbrücke mit Oppanol BA-Folie.

Auf Stahlblech, mit bitumin. Voranstrich versehen, wird Oppanol BA-Folie vollflächig mit bitumin. Heißkleber geklebt. Im Bereich der Überlappungen Verlegung von Papierstreifen.

Die gleiche Aufmerksamkeit hat man der homogenen Beschaffenheit der Dichtungsrücklage zu schenken, d. h. jener Fläche, auf welche die Folie durch Wasserdruck später gepreßt wird. Dies ist z. B. bei wasserdruckhaltenden Außenhautdichtungen dann der Fall, wenn in einer Dichtungswanne die Wandabdichtung von innen her gestaltet wurde (Abb. 3). Kiesnester, Löcher, Spalten (Arbeitsfugen!) usw. in der Dichtungsrücklage (Schutzschicht, Mörtel einer Stampffuge, statischer Beton) gefährden hier den Bestand der Abdichtung. Man sollte daher nicht verfehlen, auch die Wandabdichtung von Dichtungswannen vor dem Einbringen des statischen Betons mit einer sich selbst tragenden Schutzschicht zu versehen, da deren sorgfältige Ausbildung hinreichend überwacht werden kann.

Durch eine einwandfreie Wasserhaltung ist überdies Sorge dafür zu tragen, daß die Abdichtungsunterlage so lange frei von Druckwasser bleibt, bis die Abdichtungsarbeiten beendet sind und der statische Beton eingebracht und hinreichend abgebunden ist.

Das Verlegen der Oppanol BA-Folie.

Die Folie wird üblicherweise in einer Lage mit einer Überlappung von 5 cm Breite verlegt. Von diesem Grundsatz ist man nur in sehr seltenen Fällen beim Vorliegen ganz besonders schwieriger Verhältnisse abgewichen.

Man kann die Folien auf horizontalen und schwach geneigten Flächen ohne Verklebung lediglich auflegen oder mit einem Klebemittel heften. Diese Arbeitsweise hat sich vor allem bei der Herstellung von Abdichtungen gegen Feuchtigkeit und Oberflächenwasser bestens bewährt. Auf stärker geneigten Flächen ist ihre vollflächige Verklebung mit der Unterlage in der Mehrzahl der Fälle nicht zu umgehen. Hierbei ist aber streng darauf zu achten, daß die noch offenen Überlappungen nicht durch das ver-

wandte Klebemittel verunreinigt werden, weil sonst beim Schweißen eine homogene Verbindung der Folien untereinander nicht mehr möglich ist. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Verunreinigung der Überlappungen durch die Verlegung von Papierstreifen zu unterbinden (Abb. 9).



Abb. 10. Abdichtung der orthotropen Fahrbahnplatte einer Stahlbrücke mit Oppanol BA-Folie.
Quellschweißen der Folienüberlappungen mit Oppanolin.

Als Klebemittel für die Befestigung der Folien an der Unterlage sind solche geeignet, welche mit zähplastischem Verhalten gute Klebeeigenschaften verbinden. Klebemittel, welche einen harten Klebefilm erzeugen, sind für die Verklebung mit einer Unterlage aus Beton oder Mauerwerk ungeeignet, weil sie entsprechend der „festen Verhaftung“ die freie Dehnbarkeit der verlegten Folie unzulässig einschränken bzw. vollkommen aufheben würden. Bei Unterlagern aus Stahlblech hat man ihre Verwendungsmöglichkeit von Fall zu Fall zu prüfen.

Gegenwärtig werden noch vorzugsweise bituminöse Klebemittel, vor allem fluxmittelfreie, geblasene Bitumina mit einem Erweichungspunkt von 65–75° C (nach Krämer-Sarnow) verarbeitet. Ohne Einschränkung brauchbar haben



Abb. 11. Abdichtungsarbeiten mit Oppanol BA-Folie an einer Eisenbahnbrücke.

sich jedoch nur solche mexikanischer bzw. venezolanischer Provenienz erwiesen, welche jedoch nicht überall erhältlich sind. Bei Klebemitteln anderer Herkunft wurde festgestellt, daß sie eine zu geringe Klebefähigkeit besitzen, obwohl sie ebenfalls den üblichen, für eine zureichende Charakterisierung aber unvollständigen Normenvorschriften entsprechen. Für die Verlegung von Oppanol-Folien werden sogenannte Kaltkleber auf Kunststoffbasis eine wertvolle Ergänzung darstellen.

Nachdem die homogene Verbindung der Überlappungen der Oppanol BA-Folie durch Quellschweißen bei sorgfältiger Ausarbeitung der Kreuzstöße (die Stelle, an welcher drei Folienbahnen zusammenlaufen) erfolgte, wird die Trennschicht verlegt. Diese Trennschicht kann derart aus-

gebildet werden, daß sie gleichzeitig für die Folie einen Schutz gegen mechanische Beschädigungen darstellt. Üblicherweise heftet man die Trennschicht lediglich auf der Abdichtungshaut. Manche Abdichtungsunternehmen verkleben die Trennschicht vollflächig mit der Folie. Welcher Arbeitsweise der Vorzug zu geben ist, richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen.

Auch Abdichtungen aus Oppanol-Folien müssen wie solche aus bituminösen Stoffen mit einer Schutzschicht vor Beschädigungen gesichert werden. Diese Schutzschicht kann aus einem mindestens 5 cm starken Estrich (1 RT Zement : 5 RT Sand, Korngröße max. 2 mm), aus Klinkern oder Preßbetonplatten, in mindestens 2 cm starken Zementmörtel (1:3) verlegt, oder aus einer rd. 6 cm dicken Feinbetonschicht mit Drahtgewebeeinlage (2 mm stark, 30 mm Maschenweite) bestehen. Sie ist als ein Teil der Abdichtung zu betrachten, und es wäre sehr zu begrüßen, wenn ihre Ausführung in den Arbeitsbereich des Abdichtungsunternehmers fallen würde.

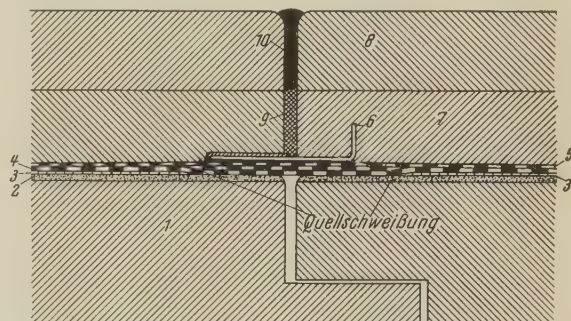


Abb. 12. Abdichtung einer Bewegungsfuge mit Oppanol BA-Folie.
1 Fahrbahnplatte in Stahlbeton; 2 Glattestrich; 3 Klebefilm; 4 Oppanol BA-Folie; 5 Trennschicht; 6 Schalblech, hälftig mit bitumin. Anstrich; 7 Schutzschicht; 8 Verschleißschicht; 9 Asbestmehl; 10 Fugenverguß.

Während man bei bituminösen Abdichtungen aus Gründen ihrer Einspannung häufig die vertikalen Abdichtungen ohne Schutzschicht beläßt, hat die Erfahrung gezeigt, daß bei Abdichtungen aus Oppanol-Folien auch an diesen Stellen auf einen Schutz nicht verzichtet zu werden braucht. Nur auf diese Weise kann man sicher erreichen, daß der Abstand der Bewehrung von der Abdichtung von mindestens 5 cm tatsächlich eingehalten und die Abdichtung durch Flechtarbeiten an der Stahlbewehrung nicht beschädigt wird (Abb. 3).

Unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften der Oppanol BA-Folie und der Erfordernisse der Bautechnik werden im allgemeinen

- | | |
|----------------------|--|
| 1 mm starke Folien | für die Abdichtung von Terrassen, Balkonen, Bädern, Zwischendecken usw., |
| 1,5 mm starke Folien | für Abdichtungen von Brücken und gegen drückende Wässer, |
| 2 mm starke Folien | für Abdichtungen von Tunnel- und Stollenbauwerken |

angewandt.

Diese Verwendung der Folien in der Abdichtungstechnik ist im Laufe der Jahre von verschiedenster Seite einer eingehenden Prüfung unterzogen worden [5]. Es ergab sich dabei, daß die thermoplastischen Kunststoff-Folien auf Basis Oppanol B eine wertvolle Bereicherung der Bau- und Abdichtungstechnik darstellen.

Wie nicht anders zu erwarten, wurde aber auch gelegentlich herbe Kritik geübt, welche allerdings vornehmlich jene Stellen vorbrachten, die an der Verwendung bituminöser Stoffe interessiert sind. Die Bedenken richteten sich bezeichnenderweise weniger gegen die Materialeigenschaften der Folien, sondern vielmehr gegen ihre Anwendungstechnik. Vor allem wurde die einlagige Verlegung, die Anregung, gegebenenfalls die Folie lose zu verlegen

oder nur stellenweise an die Abdichtungsunterlage zu heften, und das Quellschweißverfahren unter Hinweis auf die Verhältnisse an den Baustellen (rauhes Baubetrieb), die Verletzbarkeit der Folie und die Schwierigkeit einwandfreier Arbeitsausführungen beanstandet.

Es ist zweifellos richtig, daß die Verarbeitung der Folien sowohl bautechnische als auch kunststofftechnische



Abb. 13. Abdichtung des Zuganges eines Personentunnels mit Oppanol BA-Folie.

Sachkenntnis, Umsicht und Sorgfalt vom Abdichtungstechniker sowie auch Verständnis für die Erfordernisse von Abdichtungsarbeiten von dem Leiter einer Baustelle insofern verlangt, als dieser die Voraussetzungen für eine einwandfreie Ausführung der Abdichtung zu schaffen hat. Daß es bei der Verlegung von Oppanol-Folien keine unüberwindlichen Schwierigkeiten gibt, wird sicherlich am eindrucksvollsten durch die große Zahl mit ihnen ausgeführter Abdichtungen an den verschiedensten Objekten genügend unter Beweis gestellt. Die Erfahrung lehrt über-

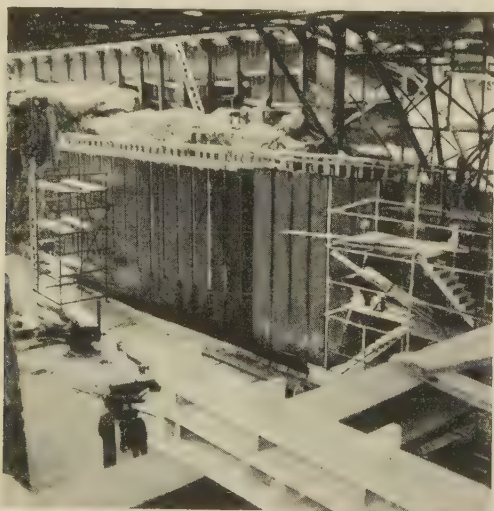


Abb. 14. Abdichtung mit Oppanol BA-Folie beim U-Bahn-Tunnelbau in offener Baugrube.
Abdichtungsarbeiten an den Trogwänden.

dies, daß die Herstellung von Abdichtungen allgemein Präzision verlangt, gleichgültig, mit welchen Werkstoffen nun gearbeitet wird.

Naturgemäß haben sich bei der Verarbeitung von Oppanol-Folien auch Fehlschläge ergeben. Ihre Ursachen, welche in jedem Falle besonders gründlich untersucht wurden, waren teils fehlerhafte Planungen, teils mangelhaft geleistete Arbeit. Daß thermoplastische Kunststoff-Folien auf Basis Oppanol B nach einer stetig verlaufenden und mit gebotener Umsicht gelenkten, aber noch keineswegs abgeschlossenen Entwicklung heute als wesentlicher Bestandteil der Abdichtungstechnik zu betrachten sind, ergibt

sich schon daraus, daß ihr Material und ihre Anwendungstechnik in die AIB der Deutschen Bundesbahn aufgenommen wurden [6].

IV. Ausgeführte Abdichtungen mit Oppanol BA-Folie.

Die Abbildungen 4 bis 17 stellen eine Auswahl von Anwendungsbeispielen der Oppanol BA-Folie als Abdichtung gegen Feuchtigkeit und Oberflächenwasser als auch gegen drückendes Grund-, Stau- und Sickerwasser dar. Im folgenden werden noch einige spezielle Erfahrungen, welche sich bei diesen und ähnlichen Ausführungen ergaben, zusammenfassend besprochen. Bemerkenswert erscheint die allgemeine Erkenntnis, daß die Eigenschaften der Folie es gestatten, mit einer übersichtlichen Methode weitgehend einheitliche Abdichtungsanordnungen an verschiedenartigen Bauwerken zu gestalten.

Abdichtungen gegen Feuchtigkeit und Oberflächenwasser.

Diese Abdichtungen, wie sie bei
Balkonen, Terrassen, begehbaren Dächern,
Bädern, Zwischendecken,
Behältern (Abb. 4, 5, 6),
Brücken (Abb. 7, 8, 9, 10, 11)

ausgeführt werden, sind im allgemeinen dadurch gekennzeichnet, daß man sie üblicherweise nur mit verhältnismäßig leichten Belägen bzw. Schutz- und Verschleißschich-



Abb. 15. Gewölberückenabdichtung mit Oppanol BA-Folie (von außen her) im Zuge einer Tunnelreparatur.

ten versteht [7]. Eine Sonderstellung nehmen in dieser Hinsicht die Abdichtungen der Fahrbahnplatten bzw. Wannen von Brücken ein.

Abdichtungen gegen Feuchtigkeit und Oberflächenwasser sind oft Temperaturschwankungen unmittelbar ausgesetzt, welche bei freistehenden Bauwerken in einen Temperaturbereich zwischen -30°C und $+60^{\circ}\text{C}$ fallen können. Es ist unter diesen Umständen nicht verwunderlich, daß gerade bei derartigen Abdichtungen unter Verwendung bituminöser Stoffe sich mit der Zeit sehr häufig Schäden einstellen.

Als nach dem letzten Kriege in Deutschland der Neubau bzw. die Reparatur einer großen Anzahl von gesprengten Brücken in Angriff genommen wurde, bot sich eine gute Gelegenheit, die Beständigkeit bituminöser Abdichtungen mit Wollfilzpappen, einfachen Jutegeweben, Bitumenklebebahnen, Bleisierungen usw. zu prüfen. Bei einer Tagung der Brückenreferenten wurde dazu seitens der Obersten Baubehörde des Landes Bayern kürzlich festgestellt [8], daß die genannten Abdichtungen „schon nach etwa einem Jahrzehnt nicht mehr voll in der Lage waren, die darunter liegende Fahrbahnplatte einwandfrei vor Tag- und Schwitzwasser zu schützen“.

Bei Abdichtungen mit Oppanol BA-Folie sind solche Schäden, welche auf Quellung und Verrottung der bitu-

minösen Abdichtungsmaterialien zurückzuführen sind, nicht möglich, da ihre Beständigkeit unabhängig von einer mehr oder weniger hinreichenden Einspannung ist, und ihr Temperaturverhalten für die erwähnten Temperaturbeanspruchungen durchaus ausreicht. Deshalb sind zahlreiche Brückenabdichtungen mit Oppanol BA-Folie erfolgreich ausgeführt worden [5], [9], [10].

Bei Feuchtigkeits- und Oberflächenwasserisierungen soll der Ausgestaltung der Abdichtung von Bewegungs-

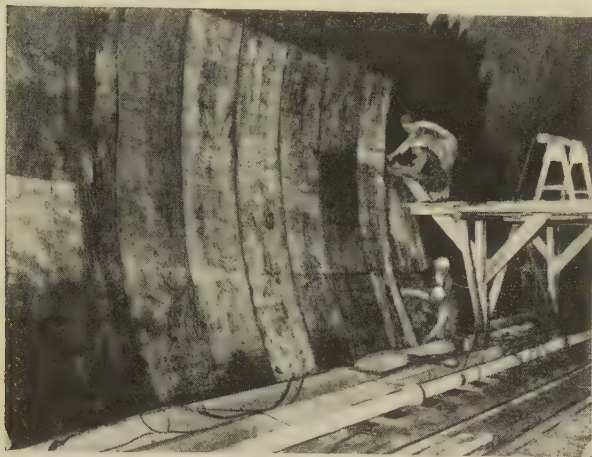


Abb. 16. Gewölbeinnenabdichtung mit Oppanol BA-Folie bei einem Tunnelbau.

Verlegen der Folienbahnen am Widerlager. Die Abdichtungshaut unmittelbar am linken Bildrand ist bereits mit der Trennschicht versehen.

fugen, der Abführung des auf der Abdichtung sich sammelnden Sickerwassers und einer genügenden Aufkantung des Anschlusses der Abdichtung an Stahlkonstruktionen (z. B. bei Stahlfachwerkbrücken) genügend Beachtung geschenkt werden.

Die Ausbildung der Abdichtung aus Oppanol BA-Folie an einer Bewegungsfuge zeigt Abb. 12, wobei darauf hinzuweisen ist, daß die Fugenabdichtung den homogenen Charakter der Gesamtabdichtung nicht stört.

Was die Abführung von Sickerwasser mittels Abflusstutzen bzw. Entwässerungseinläufen anbelangt, so kann immer wieder beobachtet werden, daß solche mit einem viel zu schmalen Klebeflansch von nur 2 bis 3 cm Breite verwandt werden. Will man nun nicht eine sichere Verbindung der Abdichtung mit der Ablaufkonstruktion durch ihre Einspannung in Flansche vornehmen, was übrigens ohne Schwierigkeiten durchführbar ist, so sollte man zumindest darauf achten, daß die Klebeflansche der Einläufe unbedingt eine Breite von 15 bis 20 cm besitzen.

Bei der Bemessung von Aufkantungshöhen hat man zu beachten, daß Oberflächenwasser niemals hinter die Abdichtungen dringen darf. Das entsprechende Hochführen und Einbinden der Oppanol BA-Folie läßt sich ohne Schwierigkeiten bewerkstelligen.

Der Seitenabschluß einer Abdichtung aus Oppanol BA-Folie an den Schrammbordblechen einer Fahrbahn von stählernen Straßenbrücken sollte nicht unter Verkleben, sondern stets mit Hilfe von flanschartigen Einklemmvorrichtungen vorgenommen werden.

Vor kurzer Zeit ist es gelungen, durch Kombination von Oppanol BA-Folie mit Gußasphalt Leichtfahrbahnbeläge zu entwickeln, welche besonders interessant für Stahlbrücken mit orthotroper Platte und Brücken in Vorspannbauweise sind [11].

Abdichtungen gegen drückendes Grund-, Stau- und Sickerwasser.

Diese Abdichtungen, welche bei Dichtungswannen (Abb. 13, 14), Tunnel- und Stollenbauwerken (Abb. 15, 16, 17), Senkkästen,

zur Ausführung kommen, werden mit Oppanol BA-Folie nach denselben Prinzipien hergestellt, wie sie bei den Abdichtungen gegen Feuchtigkeit und Oberflächenwasser bereits besprochen worden sind. Es besteht auch kein Unterschied darin, ob die Folien zu wasserdruckhaltenden Außen- oder Innenhautdichtungen verarbeitet werden. Durch den Fortfall der Forderung nach Einspannung der Abdichtung, welche die Abdichtungstechnik bituminöser Stoffe maßgeblich bestimmt und kompliziert, ergeben sich bei Abdichtungen mit Oppanol-Folien wesentliche Erleichterungen bei Bauplanungen und Bauausführungen. Freizügigere Grundrißgestaltung bei Dichtungswannen, Unabhängigkeit des Bestandes der Abdichtung von den Erd-druckverhältnissen und der Wandeinpressung (z. B. bei Spundwänden, Nachbarfundamenten, Felswänden, von Volumenänderungen (Kriechen, Schwinden) und anderen Bewegungen des Betons und von Verankerungen sind einige der Vorzüge, welche mit der Verwendung der Oppanol-Folien verknüpft sind.

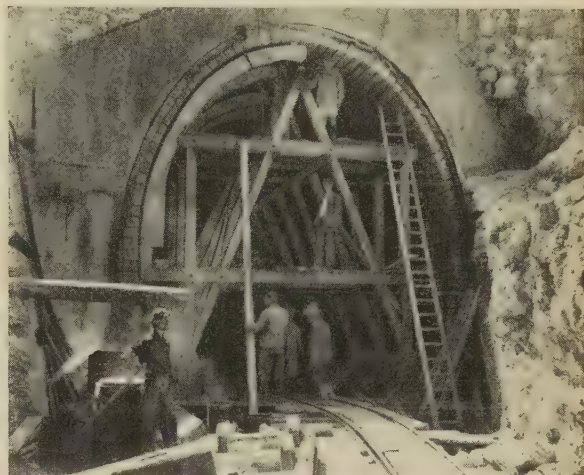


Abb. 17. Portal eines Tunnels mit einer Gewölbeinnenabdichtung aus Oppanol BA-Folie. Tragendes Gewölbe — Folie — Trennschicht — Mörtelfuge — Steinauskleidung.

In umfangreichem Maße sind Oppanol-Folien zur Abdichtung von Tunnelbauwerken herangezogen worden [12]. Abb. 18 zeigt verschiedene Ausführungsformen von Tunnelabdichtungen mit Oppanol BA-Folie, wie sie bisher zur Anwendung gekommen sind.

Die Gewölberückenabdichtung von außen her wird üblicherweise im Zuge von Reparaturen bestehender Tunnelbauwerke angewandt. Hierbei wurden Oppanol-Folien auf das mit einem Glattstrich versehene, erneuerte Gewölbe lose verlegt und sodann eine Trennschicht aufgebracht [13].

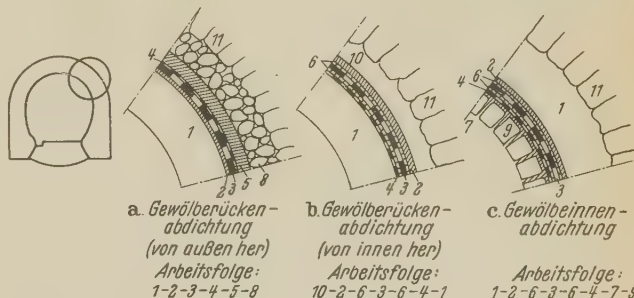


Abb. 18. Tunnelabdichtungen mit Oppanol BA-Folie. 1 Tunnelgewölbe; 2 Glattstrich bzw. Putz; 3 Oppanol BA-Folie 2 mm; 4 Trennschicht; 5 Schutzabdeckung; 6 Klebefilm; 7 Mörtelfuge; 8 Steinpackung; 9 Steinauskleidung; 10 Füllbeton; 11 Gebirge.

Die Möglichkeit der Gewölberückenabdichtung von innen her mit Oppanol-Folien ist sowohl für den Tunnelneubau als auch für Tunnelreparaturen interessant. Diese

Methode wurde erstmalig beim Neubau des Wagenburgtunnels in Stuttgart angewandt [14]). Da die Abdichtung zwischen Füllbeton und Betongewölbe (besonders im Scheitel) nicht vollflächig eingespannt werden kann, ist sie nur unter Verwendung von Oppanol-Folien ausführbar.

Als ein Sonderfall ist die Gewölbeinnenabdichtung anzusehen, wie man sie im Semmeringtunnel der Österreichischen Bundesbahnen mit Oppanol BA-Folien anordnete [15], [16], [17].

Für die Abdichtung von Druckluftgründungen kamen Oppanol-Folien schon vor längerer Zeit in Vorschlag [18]. Gegenwärtig werden umfangreiche Abdichtungsarbeiten an Senkkästen im Rahmen von Bauvorhaben zur Erweiterung des Untergrundbahnnetzes der Stadt Stockholm mit Oppanol BA-Folie ausgeführt. Hier wie auch gelegentlich bei anderen Ingenieurbauwerken sind Verankerungen von Schutzschichten aus Beton mit dem statischen Beton notwendig, welche die Abdichtung durchbrechen. Die Eindichtung derartiger oder ähnlicher Durchbrüche (Rohrdurchbrüche, Brunnentöpfe usw.) sind bei Abdichtungen mit Oppanol-Folien mit technisch zuverlässigen und erprobten Anordnungen möglich. Dasselbe gilt für die Abdichtung von Bauwerksfugen unter Wasserandrang.

V. Ausblick.

Mit den im vorstehenden geschilderten abdichtungstechnischen Anwendungen sind die Möglichkeiten von thermoplastischen Kunststoff-Folien auf Basis Oppanol B jedoch noch nicht erschöpft. Interessante Verwendungen

des Materials werden für den Wasserbau [19] und Bergbau geplant. Es ist zu hoffen, daß auch auf diesen Gebieten und bei weiteren abdichtungstechnischen Problemen sich die Zusammenarbeit zwischen Bautechnik und moderner Chemie fruchtbar auswirkt.

Literatur.

1. A. Schwarz: Oppanol B, ein neuer polymerer Kohlenwasserstoff, Kunststoffe 29 (1939) S. 9.
2. W. Krannich: Kunststoffe im technischen Korrosionsschutz; Handbuch für Vinidur und Oppanol, München 1949.
3. R. Linke: Die Oppanol-Folien. Mitt. d. Chem. Forschungsinst. d. Industrie Österreichs, 5 (1951) S. 66.
4. K. Lufsky: Bituminöse Bauwerksabdichtung, Teil 1 u. 2, Leipzig 1951/52.
5. W. Erdmann: Die Bautechnik 29 (1952) S. 67.
6. Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB), 2. Ausgabe (1953) S. 21, 31, 43, 47/48, 56, 71, 77, 111.
7. W. Krannich: Chemiker-Zeitg. 34 (1940) S. 369.
8. L. Schmerber: Die Bautechnik 30 (1953) S. 110.
9. J. Schöttgen: Die Bautechnik 30 (1953) S. 177.
10. L. Baumeister: Straße und Autobahn 3 (1952) S. 158.
11. O. Kirschmer: Bitumen 14 (1952) S. 201.
12. F. Birkel: Eisenbahntechn. Rundschau (1952) S. 412.
13. W. Schmitt u. S. Niebuhr: Der Eisenbahnbau 4 (1951) S. 6.
14. K. Wiedemann: Die Wasserwirtschaft 40 (1949/50), Sonderheft S. 70.
15. B. Osterseitz: Z. Österr. Ing.- u. Architekten-Vereins 96 (1951) S. 184.
16. Der neue Semmeringtunnel. Sonderheft d. Zeitschr. „Eisenbahn“, Wien 1952, S. 29.
17. R. Hanker: Eisenbahntechn. Rundschau (1952) S. 435.
18. J. Schäfer: Die Isolierung bei Druckluftgründungen. Mitteilungen aus der Dachpappenindustrie, 1941, S. 62.
19. F. Tölke: Die Wasserwirtschaft 42 (1952) S. 101.

Umsteuerbare Längsentlüftung für Eisenbahn- und Autotunnels.

Von Prof. Dr.-Ing. Barth, Techn. Hochschule Karlsruhe, Prof. Dr.-Ing. Klein, Techn. Hochschule Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Raab, Techn. Hochschule Karlsruhe.

Eingehende Untersuchungen über die Möglichkeiten der Entlüftung von Tunnels und Stollen haben zur Entwicklung eines neuartigen Entlüftungssystems¹ geführt. Sein wesentliches Merkmal liegt in der Umsteuerbarkeit eines in der Tunnellängsrichtung zu erzeugenden Luftstromes. Erst durch die Umsteuerung gewinnt die Längsentlüftung entscheidende Bedeutung, die in der sicheren Wirkung bei geringsten Bau- und Betriebskosten liegt. Die Baukosten sind gering, weil der Tunnel selbst Entlüftungskanal ist und deshalb besondere Entlüftungskanäle entbehrlich sind. Die Betriebskosten sind gering, weil die Gebläse im wesentlichen nur zur Verstärkung des natürlichen oder des durch bewegte Fahrzeuge hervorgerufenen Luftstromes eingesetzt werden.

Die in dem gekennzeichneten Entlüftungssystem liegenden Möglichkeiten sollen am Beispiel des Königstuhltunnels bei Heidelberg gezeigt werden. Abb. 1 zeigt sche-

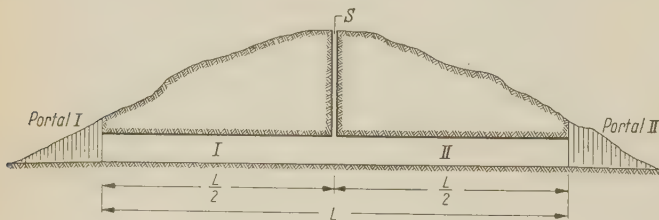


Abb. 1. Schema des Königstuhltunnels mit Entlüftungsschacht S in Nähe der Tunnelmitte.

matisch den Längsschnitt durch den Tunnel, in dessen Mitte ein Entlüftungsschacht zum Absaugen von Luft angeordnet wurde. Die Erfahrungen mit dem Entlüftungsschacht haben gezeigt, daß aus den beiden Tunnelteilen im allgemeinen sehr verschiedene Luftmengen abgesaugt werden. In dem einen Tunnelteil bildet sich oft ein ste-

hender Rauchpfropfen, während der andere Tunnelteil mit hoher Geschwindigkeit durchströmt wird. Die Ursache dieser Erscheinungen ist auf den Einfluß der atmosphärischen Verhältnisse, insbesondere des Winddruckes an den Portalen, und fahrender Züge zurückzuführen. Die Strömung kann durch die Schachtabsaugung kaum beeinflusst werden. Im Gegenteil, es kann sogar der Fall eintreten, daß durch die Schachtabsaugung der Luftzug in der Längsrichtung unterbunden wird und damit eine Verschlechterung der Entlüftungsverhältnisse in einem Tunnelteil eintritt.

Durch eine umsteuerbare Längsentlüftungseinrichtung läßt sich eine gleichmäßige Entlüftung beider Tunnelteile in jedem Betriebszustand erreichen. Die für den Königstuhltunnel vorgeschlagene Einrichtung ist in Abb. 2 dargestellt. Diese besteht aus einem Gebläse von 2500 mm Durchmesser, das Luft aus dem Tunnel ansaugt und sie je nach der Stellung der Klappen mit hoher Geschwindigkeit in die eine oder die andere Tunnelrichtung wieder ausbläst. Mit Hilfe dieser Einrichtung kann die Luftbewegung so gesteuert werden, daß bei allen vorkommenden Betriebszuständen eine gleichmäßige Entlüftung beider Tunnelteile gewährleistet wird. Die Verfasser haben nachgewiesen¹, daß im vorliegenden Fall die vorhandene Schachtabsaugung häufig erst durch die umsteuerbare Längsentlüftung wirksam wird.

Die Erkenntnisse, die zunächst für die Entlüftung von Eisenbahntunnels gewonnen wurden, sind auch für die Entlüftung von Autotunnels maßgebend und entscheidend. Auch bei diesen kann mit der umsteuerbaren Längsentlüftung eine wesentliche Verbesserung und gleichzeitig Verbilligung der Entlüftung in Anlage und Betrieb erzielt werden. Während bei Eisenbahntunnels fast ausschließlich Längsentlüftung Anwendung findet, wird aber bei Autotunnels vielfach die Querentlüftung bevorzugt.

Bei einem Vergleich der Kosten für die Querentlüftung und die Längsentlüftung geht man meistens von der Vor-

¹ Barth, Klein, Raab: Eisenbahntechn. Rundschau (1953) S. 424.

aussetzung aus, daß in beiden Fällen eine Erneuerung der Tunnelluft in der gleichen Zeit vorgenommen werden soll. Dies bedeutet, daß in beiden Fällen die gleiche Frischluftmenge zuzuführen ist. Ein derartiger Vergleich ist aber für die Längsentlüftung viel zu ungünstig, wie an Hand eines Beispiels gezeigt werden soll.

Abb. 3 stellt das Schema einer Längsentlüftung, Abb. 4 das einer Querentlüftung dar. Legt man für die Entlüftung in beiden Fällen eine Luftmenge von $450 \text{ m}^3/\text{s}$ zugrunde, so ergibt sich bei der Längsentlüftung in einem lichten

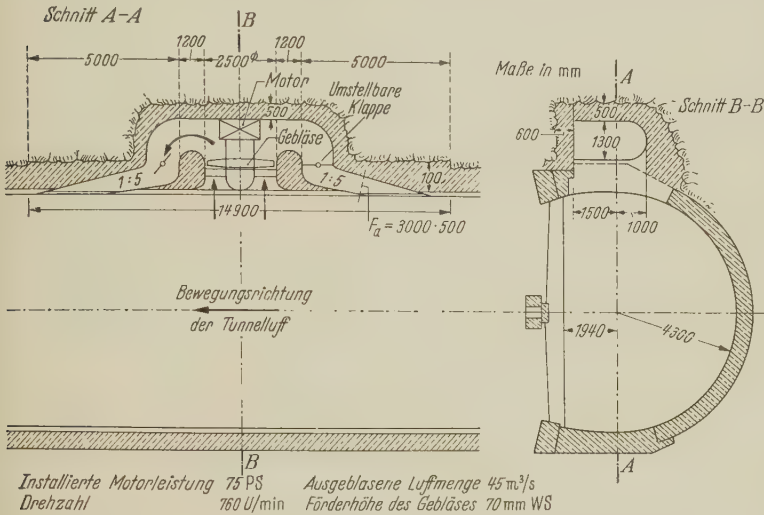


Abb. 2. Längsentlüftungseinrichtung für den Königstuhl-tunnel.

Tunnelquerschnitt von $61,7 \text{ m}^2$ eine mittlere Luftgeschwindigkeit von $7,9 \text{ m/s}$. Maßgebend für die Wirkung der Entlüftung ist der CO-Gehalt der Tunnelluft. Nimmt man bei gleichmäßiger Verteilung im ganzen Tunnel einen CO-Anfall von $0,125$ Liter pro laufenden Meter und Sekunde an, dann ergibt sich nach Abb. 3, Fall I, ein in der Strömungsrichtung der Luft von 0 bis $0,21 \text{ ‰}$ ansteigender CO-Gehalt im Tunnel. Nimmt man nach Abb. 3, Fall II, auf eine Länge von 300 m einen CO-Anfall von $0,375$ Liter pro laufenden Meter und Sekunde an, so ergibt sich innerhalb der CO-durchgesetzten Luftsäule von 300 m ein Ansteigen des CO-Gehaltes von 0 auf $0,23 \text{ ‰}$. Dieser CO-Gehalt entspricht der ungünstigsten Konzentration im Tunnel.

Im Gegensatz hierzu stellt sich bei der Querentlüftung Abb. 4, Fall I, eine CO-Konzentration von $0,21 \text{ ‰}$ im ganzen Tunnel ein und im Falle II eine CO-Konzentration von durchweg $0,63 \text{ ‰}$ im Bereich von 300 m Länge. Diese CO-Konzentration ist fast dreimal so groß wie die Konzentration von $0,23 \text{ ‰}$, die bei der Längsentlüftung auf der Strecke zwischen dem Ende des durch die CO-Entwicklung betroffenen Bereiches und dem Tunnelportal auftritt. Bei dem gleichen Lüftungseffekt könnte man daher bei der Längsentlüftung mit weniger als der Hälfte der bei der Querentlüftung benötigten Frischluft auskommen.

Die Verhältnisse werden nun aber für die Querentlüftung noch erheblich ungünstiger, wenn man den Einfluß der atmosphärischen Verhältnisse und des Fahrzeugverkehrs berücksichtigt. Rechnet man z. B. mit Luftgeschwindigkeiten von etwa 4 m/s in den Entlüftungsschlitzten einer Querentlüftungsanlage und nimmt an, daß durch die genannten Einflüsse örtliche Drucksteigerungen oder Druckerniedrigungen in der Größenordnung von

1 mm WS auftreten, dann wird an diesen Stellen die Querentlüftung unwirksam, und es entstehen örtliche CO-Anreicherungen, die ein Vielfaches des Rechnungswertes ausmachen können. Durch örtliche Drucksteigerungen kann sogar CO-haltige Luft in die Frischluftkanäle gelangen.

Es ist leicht einzusehen, daß diese Nachteile der Querentlüftung durch Anordnung einer zusätzlichen umsteuerbaren Längsentlüftung weitgehend gemildert werden können. Dabei wird eine wirksamere und sichere Entlüftung mit geringen Betriebskosten sichergestellt. Sie kann den aus atmosphärischen Verhältnissen und aus Einflüssen des Fahrzeugverkehrs resultierenden Druckunterschieden angepaßt werden und gewährleistet bei richtiger Auslegung unter allen zu berücksichtigenden Einflüssen eine ausreichende Entlüftung. Die umsteuerbare Längsentlüftung hat weiterhin den Vorteil, daß sie die natürliche Entlüftung bzw. die unter dem Einfluß des Fahrzeugverkehrs sich einstellenden Entlüftungsverhältnisse aufs beste ergänzt, dem Luftstrom also nicht entgegenwirkt, sondern ihn in gewünschtem Maße verstärkt, so Energie sparend wirkt und ein Minimum an Betriebskosten gewährleistet.

Ganz besonders vorteilhaft dürfte sich eine zusätzliche umsteuerbare Längsentlüftung bei Tunnels mit Querentlüftung und großem Gefälle auswirken. Ein solcher Fall liegt beispielsweise beim Wagenburgtunnel in Stuttgart vor. Seine Portale haben einen Höhenunterschied von rd. 50 m .

Durch die herrschenden Temperaturunterschiede zwischen der Außen- und der Tunnelluft wirkt der Tunnel wie ein Schornstein, und es können Strömungsgeschwindigkeiten bis zu etwa 3 m/s in jeder Richtung auftreten. Aus diesem Grunde glaubte man ursprünglich auf eine künstliche Entlüftung verzichten zu können. Wenn man aber die Einwirkung der sich bewegenden Fahrzeuge berücksichtigt, erkennt man, daß die Schornsteinwirkung bei größerem Verkehr vollständig zum Erliegen kommen kann, und daß wegen der dann für die Verkehrssicherheit auftretenden Gefahren doch Einrichtungen für eine künstliche Entlüftung geschaffen werden müssen. Die vorgeschlagene Querentlüftung erfordert aber einen ganz erheblichen Kostenaufwand in der Größenordnung von mehreren Millionen DM, abgesehen davon, daß sie mit den geschilderten Nachteilen der Querentlüftung behaftet ist. Es muß Gegenstand einer besonderen Untersuchung sein, die Vorteile festzustellen, die durch Anordnung einer zusätzlichen Längsentlüftung erreicht werden. Möglicherweise führt diese Prüfung sogar zum Ergebnis, daß bei Anordnung einer ausreichenden umsteuerbaren Längsentlüftung auf

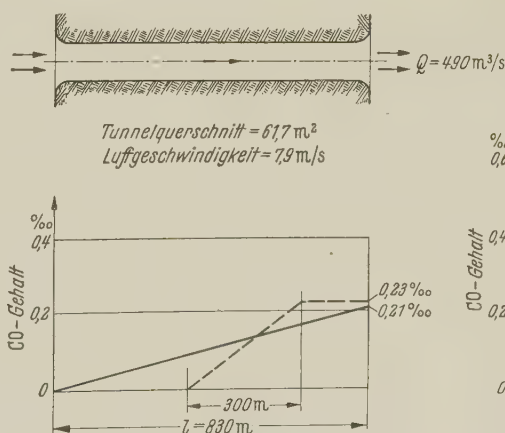


Abb. 3. Wirkungsweise der umsteuerbaren Längsentlüftung.

— Fall I CO-Entwicklung = $0,125 \text{ l/lfdm} \cdot \text{s}$ längs des ganzen Tunnels.
- - - Fall II CO-Entwicklung = $0,375 \text{ l/lfdm} \cdot \text{s}$ längs eines Bereiches von 300 m .

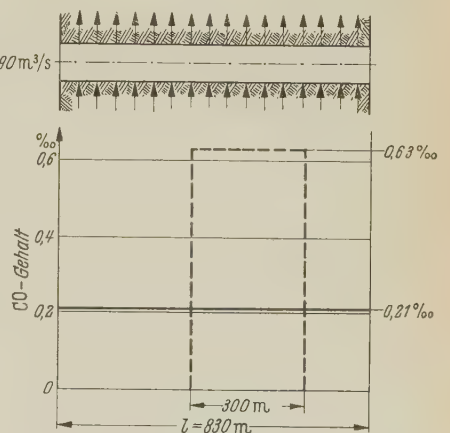


Abb. 4. Wirkungsweise der Querentlüftung.

die teure Querentlüftung überhaupt ganz verzichtet werden kann.

Schließlich liegt beim Wagenburgtunnel noch ein wichtiger Grund vor, der eine zusätzliche umsteuerbare Längsentlüftung unter allen Umständen fordert, nämlich die Sicherung vor Brandgefahr. Nimmt man an, daß ein Tank mit 50 Litern Benzin verbrennt und daß dabei 420 000 kcal entwickelt werden, wobei die Volumenausdehnung der Tunnelluft einen Druckunterschied von 6,5 mm WS an den Portalen bewirkt, so wird dadurch eine mittlere Luftgeschwindigkeit in Richtung der Tunnelachse von etwa 5,8 m/s erzeugt. Dieser unerwünschte Luftzug kann bei der umsteuerbaren Längsentlüftung leicht ausgeschaltet werden. Bei reiner Querentlüftung wird sich der Luftzug

durch Ausdehnung des Brandherdes weiter verstärken und zur Katastrophe führen.

Die angestellten Betrachtungen zeigen in aller Deutlichkeit, daß die umsteuerbare Längsentlüftung sich in zweifacher Hinsicht auszeichnet und deshalb unentbehrlich ist. Einmal sichert sie die rechnermäßig angestrebte Wirkung der natürlichen oder künstlichen Entlüftungseinrichtungen, gleichgültig, ob diese den Tunnel längs oder quer zu seiner Achse entlüften sollen; zum andern bewahrt sie den Verkehr vor Katastrophen, indem sie den bei Bränden im Tunnel gefährlichen Schornsteinzug auszuschalten vermag. Bei alledem bewährt sie sich ebenso als selbständige Entlüftungseinrichtung wie auch als Ergänzung zu vorhandenen Längs- oder Querentlüftungsanlagen.

Kurze Technische Berichte.

Modellversuche zur Erforschung des Spannungszustandes in Talsperren.

In den Annales des Ponts et Chaussées 123 (1953) S. 395 u. 533 veröffentlichten A. Nizery in Zusammenarbeit mit G. Remenieras und N. Beaujoint ein Compendium über Modellversuche zur Erforschung des Spannungszustandes in Talsperren, welches die einschlägigen Probleme in einer Breite und zugleich Tiefe behandelt, wie es bisher wohl noch niemals geschehen ist. Es werden nicht nur die reichen Erfahrungen in Verbindung mit den großartigen Staumauerbauten der Electricité de France berücksichtigt, sondern auch diejenigen des einzigartigen Talsperrenlaboratoriums von Prof. Oberti in Bergamo und die bahnbrechenden Arbeiten von Prof. Rocha in der Bautechnischen Forschungsanstalt der Technischen Hochschule von Lissabon.

Die Verfasser setzen sich zunächst eingehend mit der grundlegenden Frage auseinander, welchem Zweck der Modellversuch dienen soll. Bekanntlich bestehen hier 2 grundsätzlich verschiedene Möglichkeiten. Man kann einmal das Modell als eine mathematische Rechenmaschine ansehen, deren Zweck darin besteht, den Verzerrungs-, Spannungs- und Formänderungszustand einer Berechnung schwer zugänglicher Schalentragerwerke auf dem Versuchswege darzustellen. Hierbei wird, wie in der Elastizitätstheorie, von der Voraussetzung ausgegangen, daß das Hooke'sche Gesetz streng gültig ist, d. h. sämtliche Spannungen unterhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben, so daß das Superpositionsgesetz in vollem Umfange zugrunde gelegt und der gesamte Spannungszustand durch Überlagerung modellmäßig feststellbarer Teilspannungszustände gefunden werden kann.

Die zweite Möglichkeit fügt den Modellversuch in das Gebiet der Materialprüfung ein und erwartet von ihm nicht nur eine Darstellung des Spannungs- und Verschiebungszustandes unter den zu erwartenden Betriebsbelastungen, sondern will darüber hinaus auch das Verhalten oberhalb der Proportionalitätsgrenze und insbesondere während des Bruches hinsichtlich Tragfähigkeit und Rißbildung feststellen. Es ist klar, daß dieser zweiten Möglichkeit die Zukunft gehören wird, wobei es allerdings erforderlich ist, die Modellgesetze für den elastisch-plastischen Formänderungszustand in Abhängigkeit vom Modellbaustoff noch eingehend zu klären.

In Anwendung auf Staumauern wird die Modelluntersuchung bis zum Bruch einmal dadurch erschwert, daß die Belastung nicht mehr in Anpassung an die Wirklichkeit durch Flüssigkeiten, wie Wasser oder Quecksilber, vorgenommen werden kann, sondern nur noch in Verbindung mit einem sorgfältig ausgeklügelten System zahlreicher hydraulischer Pressen möglich ist, und sie erfordert zum andern noch dadurch besondere Maßnahmen, daß häufig eine den Maßstabverhältnissen angepaßte Eigengewichtsbelastung erforderlich wird, um die Standsicherheit des Modells gegenüber der maßstabsmäßig stark gesteigerten Flüssigkeitsbelastung sicherzustellen. Hierbei wird es dann erforderlich, das Modell in eine Reihe von Elementarblöcke zu zerlegen und in deren Mittelpunkt unter Zuhilfenahme im Modellbaustoff verschieblicher Drähte durch vertikal angeordnete hydraulische Pressen konzentrierte und stark vergrößerte Eigengewichtsbelastungen künstlich zu erzeugen. Versuche der letztgenannten Art wurden in großem

Ausmaß und mit beachtlichem Erfolg von Oberti in Bergamo durchgeführt.

Nach Ansicht der Verfasser sollten die Auswirkungen der nachfolgenden Erscheinungen durch Modellversuche geklärt werden:

1. Chemische Aufheizung des Betons während des Abbindens und Erhärtens,
2. Schwinden des Betons nach dem Abbinden,
3. Quellen des Betons bei Durchströmung,
4. Druckwirkungen des Porenwassers,
5. Verpressen der Fugen,
6. Einwirkung von Sohlenwasserdrücken,
7. Belastung durch Wasserdruck,
8. Belastung durch Eigengewicht,
9. Temperaturschwankungen im Bereich der Außenflächen,
10. Elastisch-plastische Nachgiebigkeit der Widerlager.

Darüber hinaus wird auf die weitere wichtige Möglichkeit verwiesen, auf Grund des festgestellten Spannungszustandes die Dickenverhältnisse sowie die Krümmungen, teilweise durch Fortnahme von Material, teilweise durch Auftragung von Material, immer mehr der optimalen Kraftverteilung anzupassen. Vielleicht ist diese modellmäßige Beeinflussung der Formgebung einer Staumauer überhaupt die bedeutendste Auswirkung der Modellversuche, durch welche bei großen Stauanlagen unter Umständen viele Millionen an Konstruktionskosten erspart werden können.

Mit größter Ausführlichkeit werden die Ähnlichkeitsgesetze zwischen Bauwerk und Modell unter Bezugnahme auf die allgemeinen Elastizitätsausgleichungen herausgestellt. Hierbei werden auch die Vereinfachungen behandelt, die in Abweichung von den strengen Modellregeln noch im Rahmen des Erträglichen möglich sind.

Die weiteren Abschnitte beschäftigen sich mit den Möglichkeiten, um im Sinne des Superpositionsgesetzes den Gesamtzustand in Teilzustände zu zerlegen, und mit den Methoden, die zur modellmäßigen Untersuchung dieser Teilzustände zur Verfügung stehen. Neben der Behandlung des Eigengewichts ist insbesondere die Behandlung der Wärmespannungen bemerkenswert, die unter Bezugnahme auf die diesbezüglichen Grundgleichungen der Elastizitätstheorie auf hydrostatische Gleichnisse zurückgeführt werden, die eine belastungsmäßige Erfassung erlauben.

Von bahnbrechender Bedeutung für die Beziehung zwischen Bauwerk und Modell sind die Untersuchungen über den Einfluß der Verschiedenheit der Querkontraktionszahl zwischen Modellbaustoff und Beton. Wie groß diese sein kann, zeigt die nachfolgende Zusammenstellung:

Kautschuk	$\nu = 0,50$
Zelluloid	$\nu = 0,42$
Plexiglas	$\nu = 0,30$
Stahl	$\nu = 0,29$
Beton	$\nu = 0,25 \text{ bis } 0,15$
Kork	$\nu = 0,10 \text{ bis } 0$

Während die Erfassung dieser Verschiedenheiten durch Überlagerung eines zusätzlichen Spannungszustandes zu keinem Erfolg führte, gelang es, durch Heranziehung eines Temperatungleichnisses zu sehr allgemeinen Erkenntnissen zu kommen. Hierbei ist die Verschiedenheit der Querkontraktions-



**STAHLSPUNDWÄNDE
UND
STAHLRAMMPFÄHLE**
BAUART KRUPP



HÜTTENWERK RHEINHAUSEN
AKTIENGESELLSCHAFT

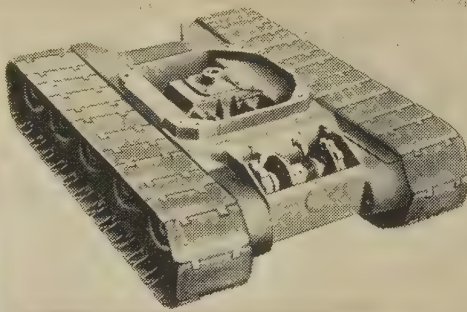
BAUSTAHLGEWEBE

ALS GEHWEG - FAHRBAHN - ODER SCHWIND-BEWehrUNG AUF BRÜCKEN



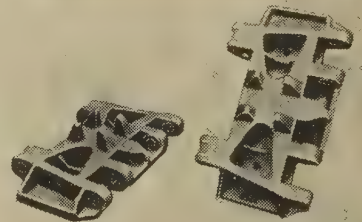
BAUSTAHLGEWEBE GM BH SELDORF

Der geringe Flächendruck und die große Standsicherheit unserer Bagger ist das Ergebnis der soliden Unterwagenkonstruktion.



Der Antrieb der Raupenkettten kann weder verschmutzen noch beschädigt werden, da er völlig gekapselt ist. Wenige große Tragrollen vereinfachen die Konstruktion und reduzieren Verschleißstellen.

Nur Stahlgußraupenglieder verwirklichen die Forderung nach weit auseinanderliegenden Gelenken, nur bei ihnen kann die bewährte Kastenkonstruktion angewandt werden.



MENCK *Fachberatung*

MENCK & HAMBROCK G. m. b. H.
HAMBURG-ALTONA, Große Brunnenstraße 78

zahl zum Ausdruck bringende multiplikative Kenngröße durch die Formel

$$\frac{2(\nu_1 - \nu)}{(1 + \nu_1)(1 - \nu)}$$

gegeben, in der ν_1 die Querkontraktionszahl des Modellbaustoffes und ν diejenige des Betons bezeichnet. Wird letztere mit $\nu = 0,25$ zugrunde gelegt, so ergibt sich die nachfolgende Abhängigkeit:

$\nu_1 =$	0,5	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	0
$\frac{2(\nu_1 - \nu)}{(1 + \nu_1)(1 - \nu)} =$	0,45	0,37	0,29	0,20	0,10	0	-0,11	-0,23	-0,36	-0,51	-0,67

Angesichts der verschiedenen, in den letzten Jahren neu eingeführten Modellbaustoffe ist der Abschnitt über deren physikalische Eigenschaften von ganz besonderer Bedeutung. Zunächst werden die nachfolgenden Eigenschaften als erstrebenswert — aber oft nicht vollkommen erreichbar — für den elastischen Bereich der Modelluntersuchung herausgestellt:

1. Vollkommen elastisches Verhalten in allen Richtungen und über dem Bereich des Spektrums der auftretenden Spannungen. Oder anders ausgedrückt: Homogenität, Isotropie und Spannungs-Dehnungs-Diagramm gemäß dem Gesetz von Hooke.

2. Querkontraktionszahl gleich derjenigen im Bauwerk, wobei allerdings der Fall oft dadurch vereinfacht wird, daß bei zweidimensionalen Modellen die Spannungsverteilung nicht von der Querkontraktionszahl abhängt.

3. Möglichst kleiner E-Modul des Modellmaterials zur Erleichterung der Dehnungsabmessungen in Anpassung an das System der Belastungsart, wie Wasserbelastung, Quecksilberbelastung oder Belastung durch hydraulische Pressen, unter Berücksichtigung der Empfindlichkeit der vorgesehenen Meßgeräte, wie mechanische oder optische Dehnungsmesser bzw. Meßstreifen.

4. Kein Fließen oder keine plastische Verformung, keine Eigenspannungen insbesondere im Bereich der Außenflächen, die unter Belastung in gewissen Modellbereichen zu einer Überschreitung der Elastizitätsgrenze und gegebenenfalls sogar zu Ribbildungen führen könnten.

5. Anpassungsmöglichkeit des Modellmaterials an die teilweise schwierige Formgebung des Modellkörpers.

6. Möglichkeit einer leichten Wandstärkenänderung am Modell, sei es durch Wegnahme oder Auftragung von Material, um ausgehend von einer Ausgangsformgebung allmählich zu dem Zustand der optimalen Formgebung zu gelangen.

Hinsichtlich des Modellmaßstabes in Verbindung zum Modellmaterial sind zunächst die folgenden allgemeinen Grundsätze zu beobachten:

a) Um eine ausreichende Präzision sicherzustellen, müssen die geometrischen Abmessungen des Modells so beschaffen sein, daß nicht nur die absolute Modelltoleranz, sondern auch die relative ein gewisses Maß nicht überschreitet, denn bekanntlich ist die letztere stärkstens vom Modellmaßstab abhängig.

b) Auf den Außenflächen des Modells muß noch Platz genug vorhanden sein, um die Dehnungsmesser unterzubringen, und dies ganz besonders längs der sehr dünnwandigen Bauwerksteile, wie Pfeiler und Stollen. Ferner darf die Meßstrecke im Vergleich zu den Modellabmessungen ein gewisses Maß nicht überschreiten, damit der durch die Messungen nur erfaßbare Mittelwert auch dem Wert an der Meßstelle tatsächlich entspricht.

c) Die Dehnungen des Modells müssen überall groß genug sein, damit die am Dehnungsmesser abgelesenen Werte auch noch eine hinreichende Meßgenauigkeit verbürgen.

Ist $1/n$ der Modellmaßstab und G das Verhältnis des Raumgewichts der Belastungsflüssigkeit zum Wasser bzw. des Äquivalents einer Belastung durch hydraulische Pressen, E_M der E-Modul des Modells und E derjenige des Baustoffes, so kennzeichnen die nachfolgenden Verhältnisse die effektive Verkleinerungszahl.

$\frac{n}{G}$ für die Kräfte und Spannungen,

$\frac{n}{G} \frac{E_M}{E}$ für die Dehnungen,

$\frac{n^2}{G} \frac{E_M}{E}$ für die Verschiebungen.

Ist beispielsweise der Modellmaßstab 1:100, d. h. $n = 100$, die Verhältniszahl G durch Belastung mit Quecksilber = 13,6 und der E-Modul des Modells = 500 kg/cm² gegenüber 200 000 kg/cm²

des Betons, so erhält man eine effektive Modellverkleinerung von

$$\frac{n}{G} = \frac{100}{13,6} = 7,353$$

$$\frac{n}{G} \frac{E_M}{E} = \frac{100}{13,6} \frac{500}{200\,000} = 0,0184$$

$$\frac{n^2}{G} \frac{E_M}{E} = \frac{100 \cdot 100}{13,6} \frac{500}{200\,000} = 1,837,$$

d. h. also für die Kräfte und Spannungen wäre der effektive Modellmaßstab 1:7,353, für die Deformationen 1:0,0184 und für die Verschiebungen 1:1,837; demgemäß würden die Deformationen

nicht verkleinert, sondern $\frac{1}{0,0184} = 54,3$ mal vergrößert.

Es folgen nun die physikalischen Eigenschaften für die wichtigsten Modellbaustoffe. Für Zelluloid, das z. B. den Modellversuchen für die bekannte Stevenso Creek-Versuchsmauer im

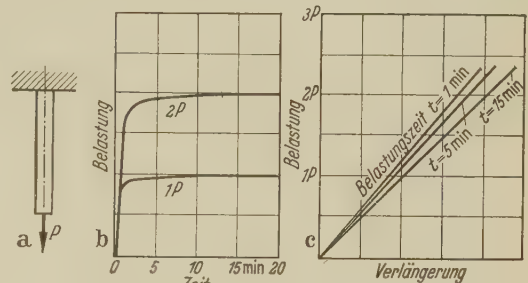


Abb. 1. Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Zelluloid-Modellen.

Maßstab 1:40 zugrunde gelegt wurde, ist das Raumgewicht 1,31 kg/l, der E-Modul 18 600 kg/cm² und die Querkontraktionszahl 0,42. Die zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Diagramme beim Zugversuch zeigt Abb. 1.

Für Gips, der als Modellbaustoff schon für die berühmten Modelle der Boulder-Staumauer im Verhältnis 2:1 mit Kieselgur bei einem Wasserzusatz von 3,5 GT, d. h. im Verhältnis 2 Teile Gips zu 1 Teil Kieselgur zu 3,5 Teilen Wasser, gemischt wurde, sind durch M. Rocha im Laboratorium von Lissabon sehr eingehende Untersuchungen durchgeführt worden, die es erlauben, den E-Modul von 30 000 kg/cm² auf 10 000 kg/cm² herunterzudrücken, je nach Größe des Wasser-Gipsfaktors und

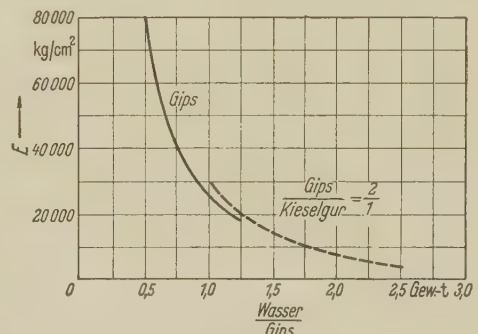


Abb. 2. E-Modul in Abhängigkeit vom Wasser-Gipsfaktor.

Zusatz von Kieselgur. Das Ergebnis der Lissaboner E-Modul-Versuche zeigt Abb. 2.

Für die Querkontraktionszahl fand man Werte in der Größenordnung von 0,22, d. h. sehr nahe bei derjenigen des Betons.

Da die Gips-Kieselgur-Mischung sehr langsam trocknet, werden die Modelle in waagerechten Schichten von 10 cm Höhe hergestellt, wodurch gleichzeitig die Ribgefah durch Schwinden vermindert wird. Zur Beschleunigung des Austrocknens erwärmt man jede Schicht auf eine Temperatur bis zu 40°; höhere Temperaturen sind nicht möglich, da der Anhydrit bei 80° zerfällt. Nach dem Trocknen, das ungefähr 20 Tage in Anspruch nimmt, wird jede Schicht mit 2 Lagen von Schellack und 1 Lage Firnis angestrichen und wasserundurchlässig gemacht. Hierdurch wird vermieden, daß der frisch aufgetragene Mörtel die schon ausgetrockneten Schichten nicht wieder durchfeuchtet. Um die Arbeit zu erleichtern, wird das Abbinden

künstlich verzögert, z.B. durch Gelatine oder Zucker oder Natriumphosphat. Gips-Kieselgur-Modelle lassen sich verhältnismäßig leicht durch Wegnahme von Material oder Auftragen von Material im Zuge der Versuche abändern. Die Belastung wird gewöhnlich durch Quecksilber oder auch durch Pressen vorgenommen.

Hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften ergab sich bei den Versuchen für die bekannte Doppelstaumauer Santa Lucia (Portugal):

E-Modul	8 000 kg/cm ² für die Staumauer
	20 000 kg/cm ² für den Gründungsfelsen
Druckfestigkeit	27 kg/cm ² für die Staumauer
	40 kg/cm ² für den Gründungsfelsen
Zugfestigkeit	5 kg/cm ² für die Staumauer
	8 kg/cm ² für den Gründungsfelsen

Der Zugwiderstand längs der wasserundurchlässigen Schellackfugen liegt bei 4 kg/cm²; die Belastung des 70 cm hohen und 115 cm langen und maximal 12 cm dicken Modells (Modellmaßstab 1:100) erfolgte durch Quecksilber. Unter Zugrundelegung eines Beton-E-Moduls von 200 000 kg/cm² errechnet sich ein effektiver Modellmaßstab von

$$\frac{n}{G} \frac{E_M}{E} = \frac{100}{13,6} \frac{8\,000}{200\,000} = 0,3,$$

wodurch ersichtlich ist, daß die Dehnungen am Modell rd. 3mal so groß sind als diejenigen in der Natur.

Abb. 3 zeigt den Verlauf der Dehnungen ϵ_y und der Querdehnungen $\epsilon_x = \nu \epsilon_y$ in lotrechter bzw. waagrechter Richtung und die daraus abgeleiteten E-Modul- und Querkontraktions-

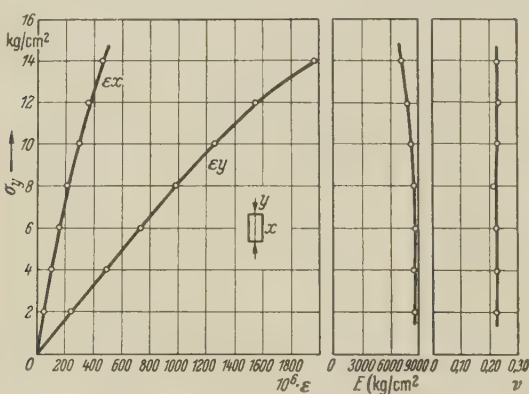


Abb. 3. Elastisches Verhalten von Gips-Kieselgur-Modellen.

zahlen. Hiernach ist in der Tat Gips-Kieselgur ein hervorragender Baustoff für Modellversuche.

Oberti ist in den letzten Jahren in seinem Laboratorium in Bergamo mehr und mehr dazu übergegangen, an Stelle von Gipsmodellen Betonmodelle zu verwenden, so bei den Modellen für die 136 m hohe Lumiei-Kuppelmauer (Modellmaßstab 1:60), für die 145 m hohe Santa Giustina-Bogenmauer (Modellmaßstab 1:40), für die 110 m hohe Pieve di Cadore-Staumauer (Maßstab 1:40) und für die 146 m hohe Vajont-Bogenmauer. Naturgemäß führt dies zu wesentlich höheren Modellen, wie aus den vorstehend aufgeführten Maßstäben ersichtlich ist, beispielsweise bei der Santa Giustina-Mauer zu einer Modellhöhe von 3,50 m. Nach den ausgedehnten materialtechnischen Untersuchungen von Oberti läßt sich der E-Modul des Betons

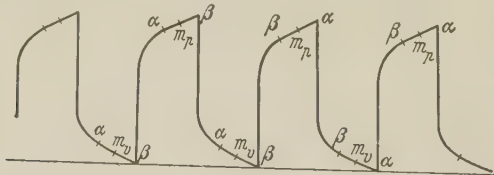


Abb. 4. Zeitlicher Verlauf der Belastungs- und Entlastungsdehnungen bei Kunststoffen.

weitgehend verändern, etwa zwischen 25 000 kg/cm² und 500 000 kg/cm², wenn das Zuschlagmaterial entsprechend gewählt wird (z. B. Bims-Sand zur Erlangung niedriger E-Werte).

Oberti hat auch ein sehr ingenieures Herstellungsverfahren für seine Betonmodelle entwickelt, indem er nämlich den eigentlichen Modellkörper in einem wesentlich größeren Gipskörper ausspart und auf diese Weise sehr präzise Schalungsflächen in Gips erhält. In die so geschaffenen Aussparungen

wird dann der sorgfältig aufbereitete Beton eingegossen. Nach Entfernung der Gipsumhüllung werden die Betonaußenflächen mit Firnis gestrichen, um jegliche Einflüsse atmosphärischer Feuchtigkeitsschwankungen auszuschließen. Da die Betonmodelle, wie erwähnt, stets verhältnismäßig groß ausfallen, können Huggenberger Dehnungsmesser oder elektro-akustische Maihakgeber ohne Mühe für die Messungen herangezogen werden.

In jüngster Zeit sind auch Modelle aus Kork erstellt worden, insbesondere durch M. Rocha, die durch einen sehr niedrigen E-Modul in der Größenordnung von 150—300 kg/cm² ausgezeichnet sind. Eine gewisse Schwierigkeit bereitet allerdings noch die Verschiedenheit des E-Moduls parallel und senk-

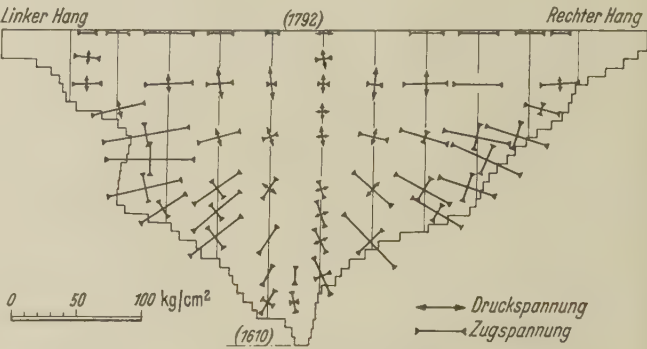


Abb. 5. Tignes-Bogenstaumauer. Verlauf der Hauptspannungen an der Luftseite.

recht zu den Korkplatten; die Abweichungen können bis zu 60 % betragen. Die Querdehnungszahl liegt bei 0,07, ist also sehr niedrig. Der Kork wird nicht unmittelbar verwendet, sondern man nimmt Korksand von etwa 1 mm mittlerem Durchmesser, der in warmem Zustand durch Kunstharz verkittet wird. Die in dieser Weise hergestellten Platten waren etwa 10 mm dick.

Eine sehr bemerkenswerte Anwendung stellt das Korkmodell der 180 m hohen Tignes-Bogenstaumauer dar, das durch das Zentrallaboratorium der Ponts et Chaussées in Paris untersucht wurde. Bei einem Modellmaßstab von 1:125 betrug die Modellhöhe 1,44 m, die Kronenlänge 2,36 m, die Kronendicke 0,08 m und die größte Sohlendicke 0,24 m. Bei dem geringen E-Modul brauchte das Wasser nicht gegen schwerere Flüssigkeiten ausgetauscht zu werden. Eine dünne Kautschukschicht schützte den Kork gegen Durchströmung an der Wasserseite. Trotz der erwähnten Ungleichmäßigkeiten im E-Modul waren die Meßergebnisse in jeder Weise zufriedenstellend.

Noch günstigere E-Modulverhältnisse ergeben sich mit Kautschuk als Modellbaustoff, der darüber hinaus noch den Vorteil großer Homogenität und Alterungsbeständigkeit bietet. Schon 1930 hat das Bureau of Reclamation für die berühmte 220 m hohe Boulder-Staumauer ein Kautschukmodell im Maßstab 1:180 gebaut. Die Ausführung erfolgte in waagerechten Schichten von 25,4 cm (10") Dicke, die mit Guttapercha verklebt wurden. Der E-Modul betrug 29,12 kg/cm² vertikal zur Außenfläche und 24,8 kg/cm² in der Querrichtung. Die Querdehnungszahl lag bei 0,5. Auch hier brauchte zur Belastung Wasser nicht gegen schwerere Flüssigkeiten ausgetauscht zu werden. Da es möglich war, den Kautschuk mit einem Raumgewicht von 2,4 kg/l herzustellen, war neben der geometrischen Ähnlichkeit auch die Ähnlichkeit in den Raumgewichten unmittelbar gewährleistet. Die Übereinstimmung mit den theoretisch nach dem Versuchslastverfahren ermittelten Spannungen war trotz der Abweichungen in der Querkontraktionszahl überaus befriedigend.

Ein weiteres bemerkenswertes Kautschukmodell ist dasjenige von M. Karpov für die Calderwood-Bogenmauer im Maßstab 1:50. Es handelt sich hier um eine 60 m hohe und 240 m lange Bogenmauer mit 19 Bockfugen, für welche das Modell um das Jahr 1930 herum gebaut wurde. Das Modell, das in dem Laboratorium der Aluminum Company of America untersucht wurde, wurde entsprechend dem Bauwerk geometrisch ähnlich in Blöcken, die durch Fugen getrennt waren, hochgeführt. Kautschukfolien von regelbarer Dicke ahmten den Verschlußbeton der Fugenköhlspalten nach, die durch Guttapercha mit den Blöcken verklebt wurden. Auch der Baugrund wurde in Kautschuk erstellt. Das Raumgewicht war 2,38 kg/l, der E-Modul 39,5 kg/cm², die Querkontraktionszahl 0,5. Da die

auf tretenden Druckspannungen nicht über 2,1 kg/cm² hinausgingen, war das Hooke'sche Gesetz hervorragend erfüllt. Während die vorerwähnten Kautschukmodelle mit mechanischen Dehnungsmessern, System Whittemore, untersucht wurden, bedient man sich neuerdings der Dehnungsmeßstreifen,

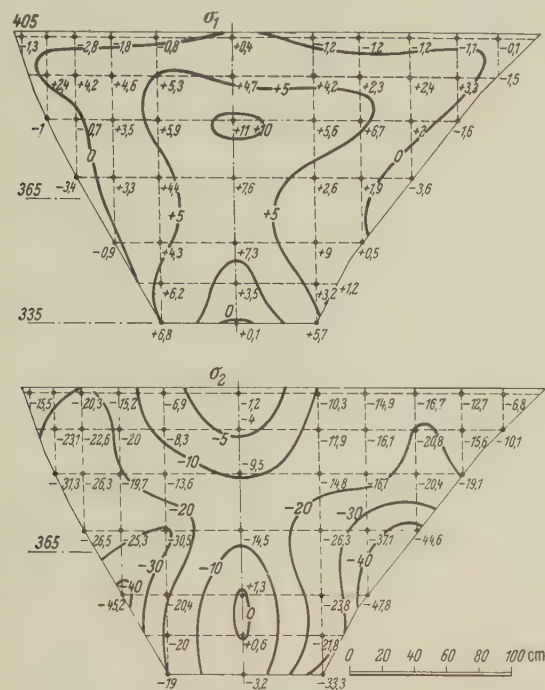


Abb. 6. Rochetta-Bogenstaumauer.
Oben kleinste, unten größte Hauptspannungen.

die hervorragend am Kautschuk haften. Außerdem haben neuere Untersuchungen ergeben, daß der Kautschuk mit Bleiglätte, Schwespat oder Graphit aufbereitet werden kann, wodurch sein Raumgewicht zwischen 1,1 kg/l und 8 kg/l und der E-Modul zwischen 20 kg/cm² und 500 kg/cm² verändert werden und damit den Verschiedenheiten der elastischen und son-

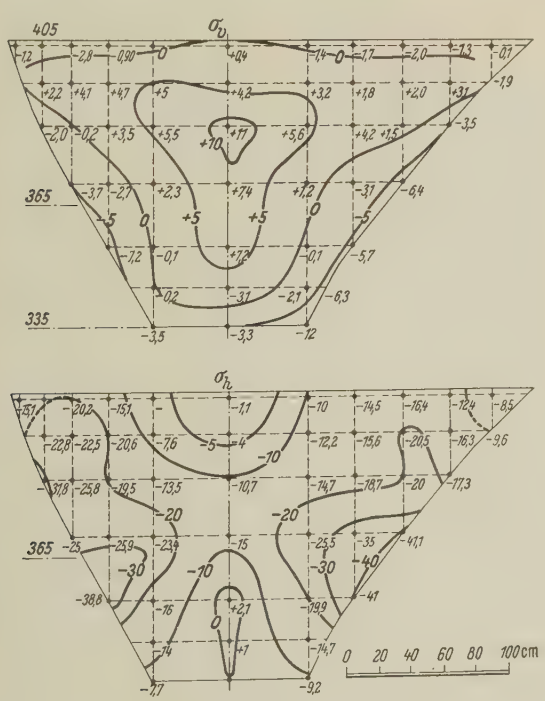


Abb. 7. Rochetta-Bogenstaumauer.
Oben Linien gleicher Vertikal-, unten gleicher Horizontalspannungen.

stigen Eigenschaften zwischen Baugrund und Bauwerk weitgehend Rechnung getragen werden kann.

Für die vorerwähnte 180 m hohe französische Tinges-Bogenmauer wurde Kautschuk mit Schwespat einlage verwendet, wo-

bei das Raumgewicht 2,4 kg/l, der E-Modul 60 kg/cm² und die Querdehnungszahl 0,5 betragen. Angesichts dieses niedrigen E-Modulwertes konnte der Modellmaßstab auf 1:250 gesteigert werden. Die im Bau befindliche, 170 m hohe Roseland-Bogenmauer wurde ebenfalls mit einem Kautschukmodell durch den

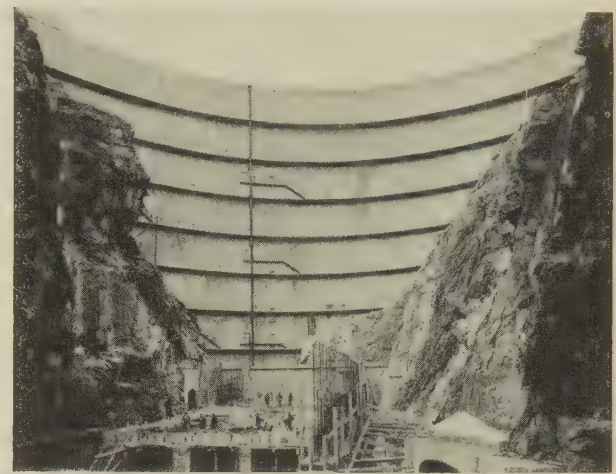


Abb. 8. Rochetta-Bogenstaumauer von der Luftseite.

Service des Etudes et Recherches hydrauliques de l'Electricité de France untersucht. Hier war das Raumgewicht 1,2 kg/l, der E-Modul 200 kg/cm² und die Querdehnungszahl 0,5. Entsprechend dem größten E-Modul war der Modellmaßstab zu 1,166 verringert worden.

Die jüngste Entwicklung ist bemüht, auch Kunststoffe für die Herstellung der Modelle heranzuziehen, so insbesondere Plexiglas, das auch beim Otto-Graf-Institut in Stuttgart in zunehmendem Maße als Modellbaustoff Verwendung findet. M. Rocha hat in Lissabon ein sehr interessantes Kunstharz, das mit Alkaten bezeichnet wird, für seine Untersuchungen herangezogen. Dieses bietet den Vorteil, daß es warm eingefüllt werden kann, ohne daß größere Eigenspannungen entstehen. Beim Abmontieren des Modells wird das Kunstharz geschmolzen und ist dann für weitere Modelle wieder verwendbar. Der E-Modul liegt bei etwa 3000 kg/cm², so daß man bei Verwendung von Quecksilber als Belastungsflüssigkeit zu sehr günstigen effektiven Modellmaßstäben gelangen kann.

Die weiteren Untersuchungen des Compendiums betreffen die Meßgeräte und Meßverfahren. Da hierüber auch im deut-



Abb. 9. Rochetta-Bogenstaumauer von der Wasserseite.

schen Schrifttum eingehend berichtet wird, erübrigt sich ein näheres Eingehen auf diese Abschnitte. Es sei lediglich bemerkt, daß auch nach französischen Auffassungen elektrokustische Mähakegeber und Dehnungsmeßstreifen besonders geeignet sind.

Sehr interessant sind die Erörterungen über das elastischplastische Verhalten dieser Modellbaustoffe (Abb. 4). Hiernach wird bei Belastung a tempo eine Verformung von etwa 80 % der Maximalverformung ausgelöst, die dann in einer gewissen, nach Minuten oder Stunden zählenden Zeit ihren Maximalwert erreicht. Die Schwierigkeit, die hierdurch für die Messung ausgelöst wird, besteht weniger in der Tatsache des elasto-plastischen Effektes an sich, als vielmehr darin, daß oft viele hundert Meßgeräte abgelesen werden müssen, was naturgemäß

nicht auf einmal geschehen kann. Es ergibt sich die Gefahr, daß die Messungen an verschiedenen Stellen ganz verschieden elasto-plastischen Zuständen entsprechen. Um diese Störeinflüsse zu mildern, geht man in der Weise vor, daß beispielsweise bei 100 Meßgeräten die Ablesung bei der Belastung in der Reihenfolge von 1→100 und die Ablesung bei der Entlastung in der Reihenfolge 100→1 vorgenommen wird. Da nach Abb. 4 die Be- und Entlastungskurven antimetrisch gespiegelt sind, wird man daher beispielsweise für den Messer 97 bei der Belastung eine zu hohe Dehnung und bei der Entlastung eine zu niedrige Dehnung messen, wodurch bei der Mittelwertbildung sich ein natürlicher Ausgleich ergibt. Bei dem Dehnungsmesser Nr. 3 wäre es gerade umgekehrt, aber trotzdem wird der Mittelwert sich kaum unterscheiden.

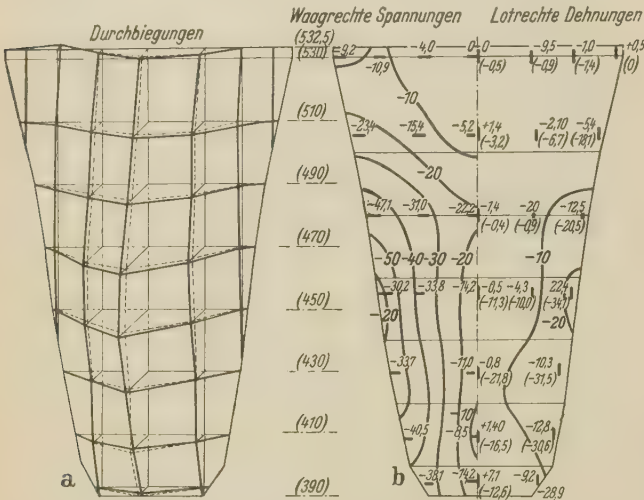


Abb. 10. Modellmessungen Santa Giustina-Bogenstaumauer.

Welchen Umfang die Ablesungen bei Staumauermodellen heute annehmen, beweist z. B. das Modell der vorerwähnten Tignes-Bogenmauer, bei welcher ungefähr 13 000 Dehnungsablesungen vorgenommen werden mußten.

Der Rest des Compendiums ist der analytischen Darstellung der Hauptspannungen aus den Ablesungen in den verschiedenen Meßrichtungen gewidmet. Während bei räumlichen Darstellungen in 6 Richtungen gemessen werden muß, genügt längs der Außenfläche, wo ein quasi-ebener Spannungszustand vorherrscht, eine Ablesung in 3 Richtungen. Meist wird dabei auch noch in einer vierten Richtung abgelesen, um die Meßwerte kontrollieren zu können. Die französischen Forscher bevorzugen die Rosettenanordnung mit Ablesungen in um jeweils 60° gegeneinander gedrehten Richtungen.

Für das mehrfach erwähnte Tignes-Bogenmauermodell ergab die Zusammenfassung nach den Hauptspannungen z. B. für die Luftseite den aus Abb. 5 ersichtlichen Verlauf. Man erkennt sehr schön den außerordentlichen Einfluß der Gestaltung des Talquerschnitts auf die Größe der Hauptspannungen. Bekanntlich sucht man in Italien diesen Einfluß dadurch zu mildern, daß das Talprofil künstlich geglättet und nach Möglichkeit sogar symmetrisch gestaltet wird.

Weiterhin bemerkenswert sind die aus den Meßergebnissen entwickelten Linien gleicher Hauptspannungen und gleicher Vertikal- und Horizontalspannungen an der Luftseite der Rocchetta-Bogenmauer, die aus Abb. 6 und 7 ersichtlich sind. In Abb. 6 zeigt das obere Bild den Verlauf der kleinsten, das untere denjenigen der größten Hauptspannungen, während in Abb. 7 das obere Bild die Linien gleicher Vertikal-, das untere gleicher Horizontalspannungen zeigt. Die Rocchetta-Staumauer ist eine der kühnsten italienischen Bogenmauern, die noch von dem berühmten italienischen Talsperreningenieur Nikolai gestaltet wurde. Die Höhe ist 76 m, die Kronenlänge 136 m, der Kronenradius an der Krone 70 m und an der Sohle 20 m, während die Betonkuvatur 50 000 m³ betrug. Die Herstellung erfolgte in den Jahren 1935 bis 1937. Abb. 8 und 9 zeigen die Staumauer von der Luft- und Wasserseite.

Abb. 10 zeigt schließlich noch die Durchbiegungen, die vertikalen und die horizontalen Spannungen der Luftseite der Sante Giustina-Bogenmauer, der derzeit höchsten Bogenmauer der Welt.

F. Tölke, Stuttgart.

Fertigteilbauweisen für Dockanlagen in England.

Die bekannte Schiffswerft Messrs. Brigham & Cowan, Ltd., in South Shields bei Newcastle sieht sich genötigt, zur Erweiterung ihrer Anlagen ein neues Trockendock in ungünstigem Gelände am Tyneufer zu entwerfen. Das an der Oberfläche von mineralhaltigen Quellen, die früher Heilzwecken

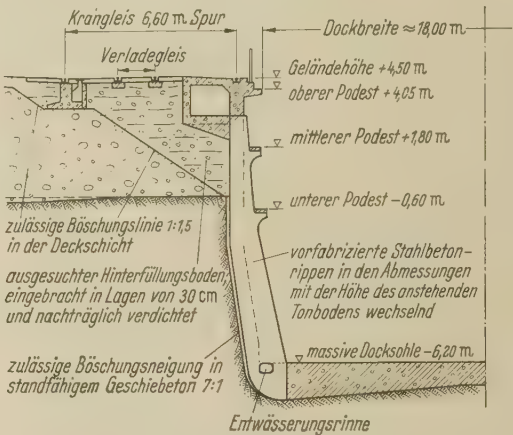


Abb. 1. Querschnitt des neuen Trockendocks in South Shields (zur Hälfte dargestellt).

dienten, durchsetzte Gelände, zeigt in den tieferen Schichten einen schweren Geschiebemergel, in den das Trockendock zur Hauptsache eingebettet werden muß. Nach sorgfältiger Untersuchung der Bodenbeiwerte und der Entwässerungsmöglichkeiten mittels eines modernen Rohrbrunnensystems, ließ sich die vorliegende Aufgabe auf eine neuartige Weise lösen.

Die Standfähigkeit der Böschung gestattet es, von der überkommenen Bauweise der älteren Trockendocks mit Schwerkriegtsmauern in geböschter Baugrube abzuweichen, zumal auch die abgestuften Innenwandungen für moderne Trockendocks weniger notwendig sind. Zwei neuere Anlagen in England und auf dem Festland besitzen nahezu lotrechte Innenwände. Man entschloß sich daher zu einer aufgelösten Bauweise, die in der Hauptsache Stahlbetonrippen als Fertigteile

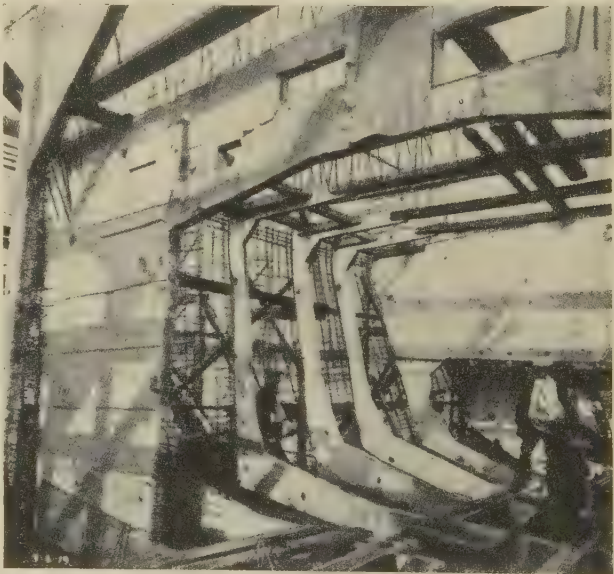


Abb. 2. Im Bau befindliches Stahlbetonschiff mit vorfabrizierten Spanten (1918).

mit dazwischen gespannten Wandungen aus örtlich eingebrachtem Beton vorsieht. Abb. 1 zeigt den Querschnitt dieses Docks mit der lotrecht stehenden bzw. 7:1 geböschten Baugrube und den sich gegen den Geschiebemergel lehenden Rippen, deren Abstand je nach der Höhe dieses bindigen und daher später stark druckhaften Materials wechselt. Die Rippen müssen

natürgemäß in die massiv betonierte Docksohle eingespannt werden. Sie sind im übrigen mit den für den Dockbetrieb notwendigen Podesten in verschiedener Höhenlage versehen und tragen mit der Dockwandung im oberen Teil den Leitungskanal und die wasserseitige Kranschiene. Die landseitige Kranschiene mit Schleifleitungskanal und das Bedienungsgleis auf



Abb. 3. Stahlbetonschwimmdock im Bau unter Verwendung von Fertigteilrippen und Wandplatten (Liverpool 1944).

Längsschwellen sind auf dem durch Innenrüttlung sorgfältig verdichteten Auffüllboden flach gegründet.

Neben den unzweifelhaften Vorteilen dieser Bauart zur Erzielung eines einwandfreien und wasserdichten Betons gegenüber den früher üblichen, lagenweisen eingeschalteten und

und fertig auf die Helling transportiert, wo die Bewehrung, Einschalung und Betonierung der Schiffsaußenhaut sodann vorgenommen wurde (Abb. 2).

In der Zeit der Stahlknappheit auch in England im Jahre 1944 wurde sogar ein Schwimmdock in dieser Weise hergestellt, wie die Abb. 3 erkennen läßt. Hier sind nicht nur die Rippen der Docksohle, sondern auch größtenteils die Wände vorfabriziert worden. Nur die durchlaufenden Decken, die Docksohle und die Lücken zwischen den großflächigen Wandplatten mußten an Ort und Stelle betoniert werden.

Einen Übergang von der alten zur neuen Dockbauweise bildet quasi die Verwendung von Fertigteilpfeilern, wie sie neuerdings in dem Barry Commercial Graving Dock eingebaut worden sind (Abb. 4). Dieses skelettartige Rahmenwerk, das bei gefülltem Dock vom Wasser umspült wird, hilft den Dockbetrieb zu erleichtern, da sich das alte Bauwerk als zu weit erwiesen hatte. Die originelle Lösung bildet bautechnisch quasi das Bindeglied zwischen der altüberkommenen und oben beschriebenen neuen Trockendockherstellung. [Nach The Dock and Harbour Authority 34 (1953) No. 397, S. 210.]

K. Förster, Hamburg.

Amerikanischer Luftstützpunkt in der Arktis.

Für den Bau eines modernen Stützpunktes für die Luftwaffe im äußersten Norden der Westküste Grönlands standen nur die Monate vom Juli bis November 1951 zur Verfügung, in unerschlossener und wenig bekannter Gegend auf dem 77. Breitengrad — 1400 km vom Pol entfernt und noch 1600 km nördlich von Alaska. Nur eine dänisch-amerikanische Wetterstation und eine kleine Eskimosiedlung waren in der Nähe vorhanden. Die natürlichen Gegebenheiten beschränken sich auf Fels, eine begrenzte Menge Süßwasser, auf beliebige Mengen Eis und Fische. Pflanzenwachstum kommt am Strand nicht vor. Die Temperaturen liegen zwischen -25° und $+15^{\circ}$ C. Häufige Stürme fallen von der Eiskappe des Gebirges mit üblichen Winden von 56 std/km und Böen von 100 std/km, aber auch Einzelböen mit 200 std/km sind schon registriert. Im Winter sind 52 Tage völlig dunkel, im Sommer bleibt es 112 Tage hell. Außer einigen Luftbildaufnahmen lagen keine weiteren Unterlagen als Entwurfsgrundlagen vor.

Von vornherein war es klar, daß schon der Materialtransport die ersten großen organisatorischen Schwierigkeiten bringen würde, denn nur im Juli und August ist die Schiffsroute befahrbar. Gegen Ende des Winters 1950/51 waren die Entwürfe abgeschlossen, die Materialien und Baugeräte wurden bereitgestellt und eine Flotte von über 100 Schiffen zusammengezogen, welche 150 000 t feste Fracht und 180 000 t flüssige Brennstoffe an den nur 900 m langen und schmalen Strand schafften. Weitere Transporte kamen auf dem Luftwege, auf dem ein Vortrupp mit einem Bagger, Traktoren, Loren und ähnlichem Kleingerät schon im Februar für die Geländeerschließung abgesetzt wurde.

Die Bauarbeiten umfaßten Startbahnen, Straßen und Rollfelder, Hallen und Betriebsstofflager sowie Büros und Unterkünfte, die unter arktischen Verhältnissen betriebssicher sein mußten. Hierbei waren 4 Probleme zu bewältigen: der Dauerfrost im Boden, die Auswahl der Fertigteilsysteme, die Wasserversorgung und die Herstellung der Hauptstartbahn.

Der Dauerfrost reicht bis zu einer bekannten Tiefe von 300 m mit einer aktiven Oberschicht von 1 m, die abwechselnd taut und friert. Eine normale Gründung war daher nicht anwendbar, zumal stellenweise klare Eislinen vorkommen, die mehr als 50 % des Untergrundes ausmachen. Man mußte also zur Vermeidung von Setzungen solche Konstruktionen wählen, welche die Wärme des Gebäudeinnern vom Untergrund fernhalten und den natürlichen Vorgang in der aktiven Schicht nicht beeinträchtigen. Hierfür gibt es drei Mittel: die Ventilation, die Isolierung und eine Kombination beider Maßnahmen. Nur im Notfall wurde die aktive Schicht entfernt und meist die Kombinationsmethode durchgeführt. Für schwere Belastung durch Behälter, Generatoren und ähnliches kamen nur Betonplatten in Frage. Da indessen der Beton einer der schlechtesten Isolierstoffe ist, ist eine ständige Kühlung unter den Platten nötig. Sie ruhen auf Holzpfehlen, welche wegen des Dauerfrostes nicht gerammt werden konnten, sondern in eine zuvor gesprengte offene Baugrube gestellt und hinterfüllt wurden. Erst nach dem Gefrieren des Füllmaterials wurden sie belastet.



Abb. 4. Verwendung von Fertigteilen beim Bau des Barry Commercial Graving Dock.

hochbetonierten Schwergewichtsmauern, zeigt sich auch eine Wirtschaftlichkeit unter der Voraussetzung, daß die Rippen als Fertigteile liegend in Paketen übereinander hergestellt und mittels Laufkran aufgestellt werden.

Dieses Trockendock zeigt im Grunde das gleiche Bauprinzip, wie die bereits 1918 in England hergestellten Stahlbetonschiffe. Die Spanten und Schotten wurden vorfabriziert

Die Fundamentplatten liegen mindestens doppelt so hoch frei über der aktiven Schicht, wie diese stark ist. Für leichte Holzbauten wurde die kombinierte Methode angewandt: Zunächst wurde ein Polster aus frostsicherem Sand- und Kies-Material



Abb. 1. Holzbaracken auf frostsicherer Schüttung mit Luftschicht unter Fußboden.

von etwa 1 m Stärke aufgefüllt und abgeglichen, in welches 30 · 30 cm starke Holzschwellen quer zu den Wänden 15 cm tief eingebettet wurden. Auf diesen Schwellen stehen Holzstützen, welche die 15 · 30 cm starken Balken für die Fußböden tragen. Da Holz ein schlechter Wärmeleiter ist, genügt hier eine Luftschicht von 80 cm Höhe (Abb. 1).

Bei den Bauten, bei denen ein ebenerdiger Betonboden nötig ist, wurden Belüftungskanäle in den Betonboden selbst gelegt. Diese Ventilationskanäle münden beiderseits in Schächten, welche durch doppelte Außenwände gebildet sind (Abb. 2a). Diese Schächte enden auf der Windseite niedriger als auf der dem Wind abgewandten Seite, wo sie so hoch geführt sind, daß durch eine Schornsteinwirkung eine Luftzirkulation erzwungen wird. Für die Flugzeughallen wurden die Belüftungskanäle durch Blechrohre von 30 cm ϕ gebildet, die in 90 cm Abstand liegen und mit ihrer Unterkante 1,60 m tief in die frostsichere Sandschüttung hineinreichen. Die Stahlbetonfußböden enthalten eine 10 cm starke Glaswollschicht als Isolierung nach oben und unten (Abb. 2b). Eingebaute Temperatur-Registrier-vorrichtungen erlauben die Überwachung des Wärmeausgleiches im Bereich des Kühlsystems. Die frostsichere Schüttung ist 2,70 m stark, um die Tauwirkung im Sommer, wenn das Kühlsystem nicht wirkt, von der aktiven Schicht fernzuhalten. Erst wenn die Außentemperatur unter 0° C sinkt, werden die Belüfterpfropfen entfernt, um durch Luftzirkulation den Schüttboden für die nächste Tauperiode wieder durchfrieren zu lassen.

Für die Fertigteilbauten sind die tragenden Konstruktionen wie üblich aus Holz, Leichtmetall und Stahl gebildet, so daß nur eine Montage am Ort nötig war, die fabrikmäßige Herstellung in der Heimat möglich war und der Transport von Verschnitt-Baustoffen fortfiel. Neuartig waren hierbei doppelwandige Wandtafeln aus 8 mm Sperrholz mit 9 cm Glaswollefüllung und einer Rasterbreite von 60 cm, von denen mehr als 2 Millionen Stück in 4 Monaten hergestellt und in der Bauperiode 1951 bei allen Hallen und Gebäuden eingebaut wurden. Diese vielseitig verwendbaren Tafeln sind beiderseits mit Aluminiumblech beschlagen, wodurch ein hervorragender Windschutz gegeben ist und außerdem Aufwendungen für Anstrich und Unterhaltung der Wandflächen fortfallen. Mit einer minimalen Heizungseinrichtung konnte in den Gebäuden leicht eine Temperatur von + 22° C trotz der äußeren arktischen Kälte gehalten werden.

Ein besonderes Problem war die Wasserversorgung des Stützpunktes. Die Arktis ist sehr trocken, die jährliche Niederschlagshöhe beträgt nur 70 mm! Daher bietet die Platzentwässerung keine Schwierigkeit, auch eine Schneerräumung des Flugfeldes ist nicht erforderlich. Grundwasser gibt es infolge des Bodenfrostes nicht. Man war also auf die natürlichen Seen angewiesen und schaffte eine erste Anlage für 200 l/min durch eine 15-cm-Rohrleitung aus dem 2,5 km entfernt liegenden Eddy-See, der im Sommer 265 000 m³, im Winter, wenn seine Eisdecke 2 m beträgt, nur 70 000 m³ Wasser enthält. In Ergänzung hierzu und als spätere Reserve liefern drei Seewasserdestillationsanlagen täglich 500 m³ Trinkwasser. Für den weiteren Ausbau des Platzes mußte ein 10 km entfernt liegender größerer See angezapft werden, der zur vermehrten Speicherung von Schmelzwasser durch einen Erddamm angestaut wurde und durch Hanggräben weitere Schmelzwasserzuführungen von der Inlandeiskappe zugeführt erhält. Da eine Rohrleitung auf zu schwierige Verhältnisse trifft, soll das Wasser dieses Sees, das durch ein im Senkkastenverfahren heruntergebrachtes Einlaufbauwerk unter der Eisdecke abgezogen wird, nach Filterung und Chlorung in heizbaren Tankwagen zu den Vorratsbehältern der Siedlung und Häuser gefahren werden. Nach Fertigstellung dieser 1952 begonnenen Anlage soll die Entnahme aus dem Eddy-See wieder fortfallen, weil die Gefahr der Verschmutzung durch Abwässer und Ölrreste infolge der Flugplatznahme gegeben ist und die Startbahn die Zuleitung kreuzt.

Der wichtigste Teil war natürlich das Flugfeld, wo der Bodenfrost das Aufbringen einer 1,80 m starken, sehr sorgfältig ausgewählten und eingebauten frostsicheren Schüttgutschicht erforderte. Der Tau-Frost-Rhythmus in der aktiven Bodenschicht wurde damit ausgeschaltet. Die Startbahn ist mit einer Asphaltbeton-Decke versehen, deren untere 6,5 cm-Schicht mit gebrochenem Flußkies und deren 3,5 cm-Schicht als Verschleißschicht mit mehrfach gebrochenem Dioritfels als Zuschlagstoff

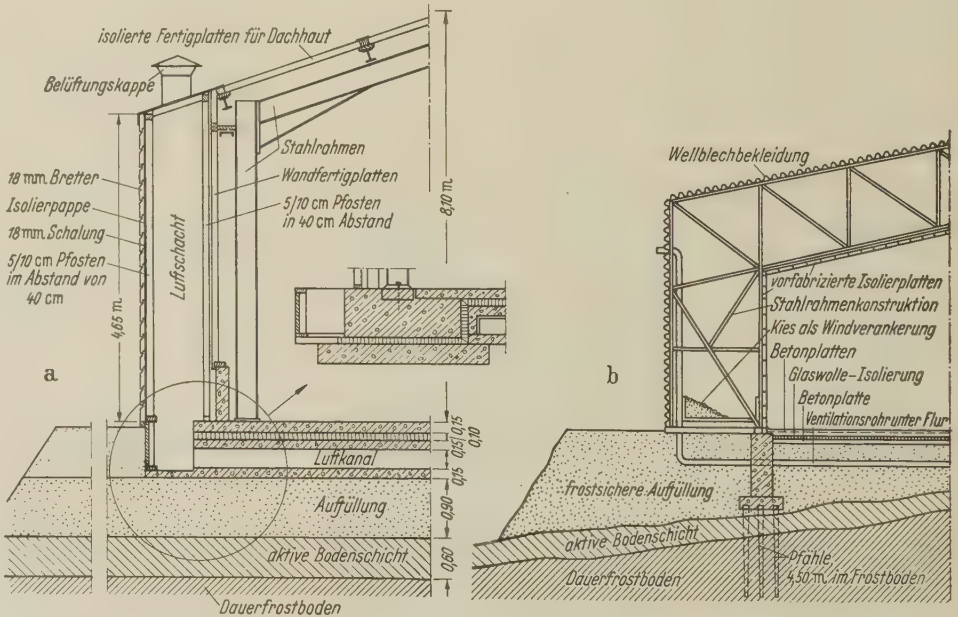


Abb. 2 a. Gebäude mit Betonfußboden, in welchem Ventilationskanäle liegen; 2 b. Flugzeughalle mit Ventilationsrohr in der frostsicheren Schüttung.

hergestellt wurden. Dieses Feinstmaterial ist in der Arktis infolge der Trockenheit im natürlichen Vorkommen nicht vorhanden.

Die Durchführung dieser Bauarbeiten so hoch im Norden hat manche neue Erkenntnis gebracht und mit Vorurteilen aufgeräumt, welche die Durchführung solch großer Aufgaben in der Arktis in Frage stellten. [Nach Civ. Eng. 23 (1953) Nr. 9 S. 585.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Schwierige Pfahlgründung in beweglichen Bodenschichten.

Die Wasserversorgung für Detroit (USA) erforderte für die nordöstlichste Station, bestehend aus Schalthaus nebst Absperrschiebern, Filtergebäude und Reinwassergebäude, eine Pfahlgründung unter ungewöhnlichen Bedingungen und überraschenden Nebenerscheinungen im Untergrund. Die rd. 5000 benötigten Pfähle in 27 bis 36 m Länge übertragen die Gebäudelast auf einen sehr tief liegenden sandigen Untergrund, wobei im oberen Drittel härtere Ton- und Sandschichten, darunter ein sehr weicher, teilweise fließender Kleiboden mit Einlagerungen von Geschiebelehm durchfahren werden mußte. Diese besonderen Verhältnisse hat man nach einigen Experimenten mit einem weiter unten beschriebenen, aus zwei Teilen zusammengesetzten Ortpfahl überwunden. Eine Erklärung der verschiedenartigen Erscheinungen im Untergrund ist bisher jedoch nur teilweise möglich gewesen.

Die Konstrukteure erkannten diese Schwierigkeiten bereits, bevor Unternehmerangebote eingeholt wurden. Die Gesamtanordnung der Pfahlgründung und ihre technischen Einzelheiten wurden unter Überwachung des Department of Water Supply of the City of Detroit durch den Generalunternehmer The Bryant & Detwiler Co. und die Western Foundation Corp. vorgeschlagen. Dabei springen vier Besonderheiten ins Auge.

Eine Anzahl Pfähle stellte sich schief während einer Streikperiode von drei Wochen Dauer. Irgendwelche Arbeiterschütterungen oder zusätzliche Auflasten können also nicht die Ursache sein. Möglicherweise kann eine tiefere Baugrube in unmittelbarer Nachbarschaft die Bewegung der unteren Bodenschichten bewirken. Diese Pfähle wurden jedoch in den tiefsten Teil der Baustelle gerammt und die Bewegungen erfolgten auch keineswegs in einer irgendwie erkennbaren Hauptrichtung.

Die zweite Überraschung war das Auftreten absinkender Pfähle, da viele sich nicht allein seitwärts bewegten, sondern ihre voraussichtliche Reaktion (eine kleine Aufwärtsbewegung) umkehrten. An der Wechselwirkung des zweiteiligen Pfahlsystems mit der eigenartigen Bodenschichtung muß es liegen, daß sich der untere Teil der Pfähle anders verhält als der obere. Soweit der untere fest in der tragenden Schicht steht, wurden Bewegungen jedoch nicht festgestellt.

Sorgfältige Messungen haben ergeben, daß eine Grundfläche von 100 m² sich um mehr als 1,20 m gehoben hat, obwohl

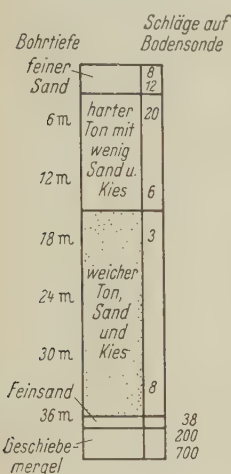


Abb. 1.

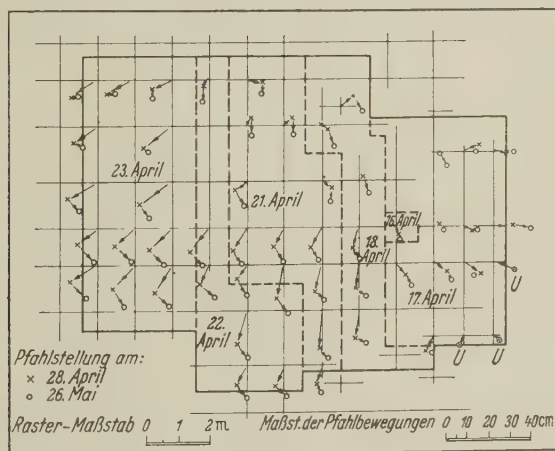


Abb. 2.

das Volumen der gerammten Pfähle eine Hebung von nur 0,80 m hätte verursachen können. Das verdrängte Pfahlvolumen wurde also um 50 % überschritten. Schließlich wurde beobachtet, daß eine Anzahl offener Bohrlöcher in den oberen zähen Bodenschichten in einer Entfernung von mehr als 12,0 m vor

der Rammspitze sich bis zu 0,30 m seitlich verschoben haben, ohne ihre Form zu verändern. Das vielleicht Erstaunlichste an dieser Erscheinung ist die Tatsache, daß irgendwelche Pressungen in dieser oberen Schicht nicht festgestellt werden konnten, welche Heben oder Senken oder eine Seitwärtsbewegung hätten erklärlich machen können.

Abb. 1 zeigt den verallgemeinerten Schichtenplan, in welchem die bewegliche weiche Zone deutlich gemacht ist. Der harte Klei darüber wurde in seinem Zusammenhalt selbst bei Bewegungen nicht gestört.

Die Abb. 2 zeigt sodann den schematischen Gründungsplan mit den fünffach vergrößert eingetragenen seitlichen Pfahlbewegungen. Die Ausgangspunkte der Pfeile bezeichnen den ursprünglichen Ort der Pfahlerstellung. Die vier eigenartigen Erscheinungen wurden bereits von der ausschreibenden Stelle als solche erkannt. Es wurden viele Versuche gemacht, um eine Beziehung zwischen den übergeordneten Bewegungen im Untergrund und dem Verhalten der Pfähle zu finden. Die vorgeschlagene technische Lösung wurde jedoch lediglich empirisch gefunden; die wissenschaftliche Erklärung ist offengeblieben.

Die dem Unternehmer auferlegten Bedingungen für die Pfahlgründung schlossen eine Sicherheit von 100 % ein, d. h. die nach 7 Probelastungen festgesetzte Pfahlnutzlast von 100 t setzt eine Tragfähigkeit von 200 t voraus, wobei eine Setzung von nur 18 mm zugelassen werden sollte — eine ungewöhnlich scharfe Forderung. Die Versuchspfähle blieben alle innerhalb dieser Setzungsgrenze, was darauf schließen läßt, daß sie in erster Linie durch den Spitzendruck in der tragfähigen Schicht wirken. Darüber hinaus wurde in Anbetracht der großen Pfahllänge auf lotrechte Lage und Vermeidung größerer seitlicher Ausbiegungen Wert gelegt. Jeder Ortpfahl wurde vor dem Betonieren von unten her ausgeleuchtet.

Da die erwähnte Bodenhebung und die damit verbundene Verdrehung für die frisch betonierten Pfähle als gefährlich betrachtet wurde, mußten mehr als 2000 Pfähle gleichzeitig vor der Betonierung offen stehengelassen werden.

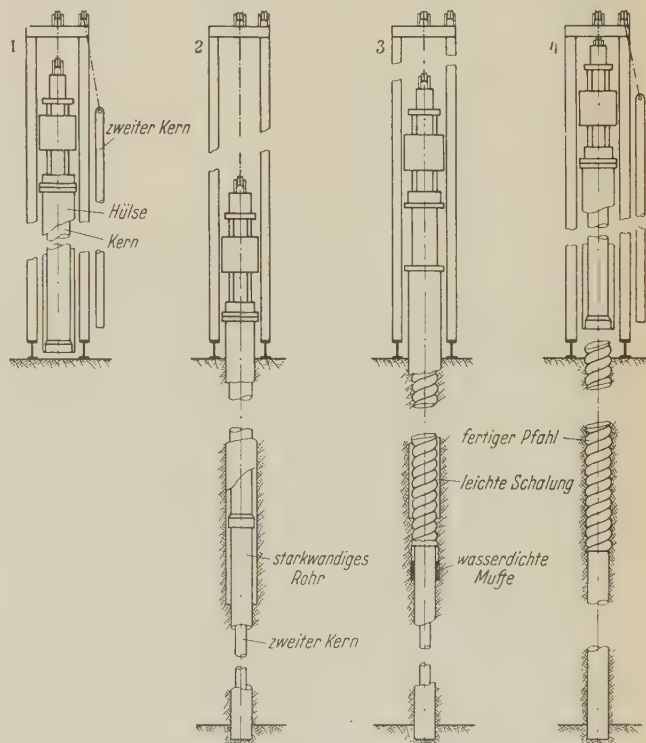


Abb. 3. 1 Hülse und Kern vor dem Rammen. 2 Hülse gerammt, Kern folgt als unten geschlossenes Rohr, zweiter „Kern“ treibt dieses als „projectile“ durch den weichen Boden bis auf tragfähige Schicht. 3 Eine leichte Schalung (Schraubenprofil) innerhalb der oberen „Hülse“ wird mit unterem starken Rohr wasserdicht verbunden. 4 Fertiger Pfahl nach Herausziehen von Hülse und Schalung.

Das Einbringen des Ortpfahls ist in Abb. 3 schematisch dargestellt. Die Besonderheit des hier verwendeten „Composite-Pfahls“ beruht auf der Verschiedenheit der durchfahrenen Bodenschichten. Die obere zähe Bodenschicht wird mittels einer offenen leichten Hülse durchfahren, während die untere weiche Schicht durch ein starkwandiges Stahlrohr überwunden wird,

das unten geschlossen ist und die Last auf die tragfähige Schicht unmittelbar überträgt. Es verbleibt nach dem Betonieren im Boden, während die obere Hülse im Verlauf des Betonierens wieder herausgezogen wird. Beachtlich ist die wasserdichte Verbindung beider Teile, die nach Abb. 4 a und b durch eine Art

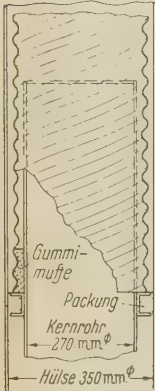


Abb. 4 a.



Abb. 4 b.

Gummimuffe bewirkt wird. Diese wird nach Einbringen des unteren Rohres darübergestreift und verschließt die verbleibende Lücke wasserdicht, bis der Beton erhärtet ist. Für das Rammen von Hülse und Stahlrohr wurden schwere Dampf-rammen verwendet. Erstaunlicherweise zeigte sich, daß nach Einspielen dieses Rammvorganges wesentliche seitliche Abweichungen nicht mehr beobachtet wurden. Nur eine geringe Anzahl von Pfählen in der dichtesten Stellung hatten sich um 15—30 cm verschoben und mußten teilweise durch Zweitpfähle ergänzt werden.

Die Arbeit konnte innerhalb eines halben Jahres beendet werden. [Nach Engineering News-Record 150 (1953) Nr. 12, S. 33.] K. Förster, Hamburg.

Verbogene Spundwand wird wieder ausgerichtet.

In Denver wurde im Sommer 1953 eine stählerne Spundwand entlang einer Seite der Baugrube für ein Hochhaus durch einen Wolkenbruch stark verbogen (Abb. 1). 12 m lange stählerne Spundbohlen waren am hinteren Rande des Fußweges der 17. Avenue niedergetrieben worden und boten dieser Wand

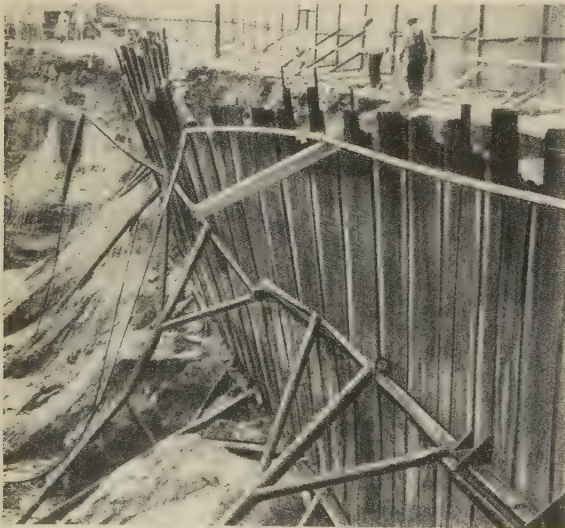


Abb. 1.

der im Durchschnitt 9—11 m tiefen Ausschachtung ausreichenden Schutz. An den übrigen 3 Seiten waren keine Spundwände erforderlich, da hier geböschet werden konnte. Eine breite Berme etwa 4,50 m über der Baugrubensohle wurde bis zur Einbringung der Absteifung zunächst stehen gelassen. Die Absteifung bestand aus Stahlrohren, die sich gegen waagrechte Riegel an der Spundwand lehnten. Das Absteifungssystem war erst zum Teil eingebaut, als ein Wolkenbruch eintrat. Das über

die Spundwand stürzende Wasser und die Last der Hinterfüllung waren zu viel für die Spundwand, und sie verbog sich (Abb. 1). Sie hätte vielleicht standgehalten, wenn die Absteifung schon fertig eingebaut gewesen wäre. Nach dem Wolkenbruch versickerte das Wasser rasch im sandigen Boden.

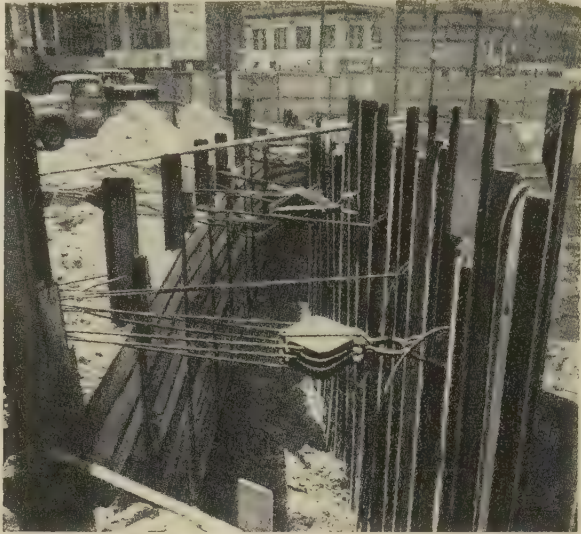


Abb. 2.

Um den eingebrochenen Fußweg wiederherzustellen, wurde zunächst hinter der verbogenen Spundwand eine Reihe lot-rechter Pfähle gerammt, die durch waagrechte Bohlen miteinander verbunden wurden (Abb. 2). Inzwischen hatte man die Erlaubnis erhalten, die Straße so lange zu sperren, daß entlang ihrer Mittellinie 4 Stahlpfähle gerammt werden konnten. Dann wurden vier 6 Rollen-Flaschenzüge zwischen den Köpfen dieser Pfähle und dem oberen Ende der verbogenen Spundwand eingebaut. Die Flaschenzüge wurden in schwere auf Lastwagen



Abb. 3.

montierte Winden eingeschert, und dann wurde die Spundwand vorsichtig und langsam in ihre ursprüngliche Lage zurückgezogen, wobei keine Spundbohle aus dem Verband herausprang. Anschließend wurde die Spundwand durch Drahtseile unmittelbar unter dem Straßenpflaster mit den Stahlpfählen in der Mitte der Straße verbunden und diese wieder gepflastert. Dann wurden die Massen für den Fußweg wieder eingebracht und der Fußweg wiederhergestellt. Die Pfahlköpfe in der Straße wurden in einer zusammenhängenden Holzverschalung eingefast, die den Verkehr trennt, aber sonst keine weiteren Unannehmlichkeiten verursacht (Abb. 3).

Nach Construction Methods and Equipment 35 (1953) Nr. 11, S. 132. E. Weiß, Berlin.

Herstellung besonders tragfähiger Betonpfähle.

In New York wurde ein 15stöckiges Wohngebäude auf 212 für eine Tragfähigkeit von je 120 t bemessene Betonpfähle gegründet. Hierzu wurden Ortpfähle, die als in Amerika noch selten anzutreffende „Franki-Pfähle“ ausgeführt wurden, gewählt.

Die Arbeiten wurden mit dem in Abb. 1 dargestellten, einer Ramme ähnelnden Großgerät durchgeführt. In einem rd. 9 m

hohen Stahlgerüst ist ein langes Stahlrohr von 52 cm Durchmesser und 35 mm Wandstärke vertikal geführt. Mit starken Flaschenzügen kann es in seiner Führungsbahn hochgezogen werden. Ein leicht konischer 3 1/2-t-Freifallbär von 33 cm Durchmesser und einer Länge von 5,50 m rammt im Inneren dieses Rohres. Die Fallhöhe beträgt maximal 8,5 m. Ein Kippkübelaufzug dient zum Einfüllen von Beton in das Stahlrohr. Der Aufzugskübel gleicht dem eines Betonmischers und hat ein Fassungsvermögen von 140 l. Zur Aufstellung des Gerätes am

Einsatzort werden keine Hilfsgeräte benötigt. Der Beton wurde im vorliegenden Beispiel mit Liefermischern angefahren. Der Fertigungsgang der Pfähle ist folgender: In das leicht in den Boden eingerammte Rohr werden 140 bis 280 l Kies-sand oder 85 bis 140 l trockenen Betons (Wasserzementfaktor ~0,32) eingefüllt und so lange gestampft, bis sich hieraus ein Pfropfen gebildet hat, der unter der Einwirkung stärkerer Schläge aus größeren Fallhöhen von 6,0 bis 8,5 m in den Boden eindringt und das Rohr wegen der großen Reibung zwischen Beton und Rohrwand mitzieht. Wenn die gewünschte Rammtiefe erreicht ist, wird das Rohr durch die Flaschenzüge 10 cm hochgezogen und der Pfropfen aus dem Rohr herausgetrieben. In das Rohr wird weiterer Beton eingefüllt und durch Rammschläge aus



Abb. 1. Großgerät zur Herstellung von Franki-Pfählen.

3 m Fallhöhe bearbeitet. Rd. 280 l Beton pressen sich dabei in den Boden ein und bilden am Fuße des Rohres einen knollenförmigen Betonkörper großer Dichte. Bei der darauf folgenden Herstellung des Schaftes werden abwechselnd kleine Betonmengen in das Rohr eingefüllt und verdichtet (Fallhöhe 1 m) und das Rohr jeweils um 1 m hochgezogen. Dabei wird darauf geachtet, daß das untere Rohrende stets mit Beton gefüllt bleibt. Der so entstehende Schaft hat im Mittel einen Durchmesser von 56 bis 58 cm.

Die Herstellung eines Pfahles von 4,5 bis 7 m Länge erfordert nicht eine Arbeitsstunde, so daß ein Gerät in einer achtstündigen Arbeits-schicht bis zu 42 lfdm. Pfahl fertig. [Nach Construction Methods and Equipment 35 (1953) Nr. 6, S. 102.] Dipl.-Ing. Paul Wolff, Aachen.

Loader mit seitlich arbeitender Pflugschar.

Nach den vorbereitenden Arbeiten für den Bau des Palisaden-Staudammes in Südwest-Idaho, USA, im Jahre 1952 nahm die Unternehmergruppe in der letzten Bausaison die Fortführung der Dammschüttung in großem Stil in Angriff. Das Bauprogramm sieht eine vierjährige Bauzeit vor. Die Bauleitung setzte sich für den Sommer 1953 das Ziel, 2,3 Mio. m³ Schüttung einzubauen; 1952 waren 760 000 m³ erreicht worden. Ein besonders interessanter Abschnitt dieser Arbeiten war der Einbau einer wasserundurchlässigen Schicht. Schwierigkeiten traten bei der Gewinnung des dafür erforderlichen Bodens (rd. 4 Mio. m³) auf, da eine Entnahmestelle zu naß und die zweite zu trocken war. Überdies mußte die Forderung des Bauherrn erfüllt werden, daß in der Zone 1 der undurchlässigen Schicht nur kleine oder gar keine Steine enthalten sein durften, während für die Zone 2 dieser Schicht Steine und Felsbrocken bis zu 12,5 cm Durchmesser zugelassen waren.

Die beiden Entnahmestellen für das undurchlässige Material liegen 1800 m stromaufwärts bzw. 3700 m stromabwärts vom Damm. Die stromaufwärts gelegene Stelle ist eben und enthält in 3—4,25 m Tiefe 2,7 Mio m³ Boden für die Zone 1. Beschaffenheit und Lagerung sind ideal für den Einsatz eines Elevating-Loaders mit seitlich angebrachter Pflugschar. Die hohe Feuchtigkeit des Geländes begrenzt wegen der Gefahr des

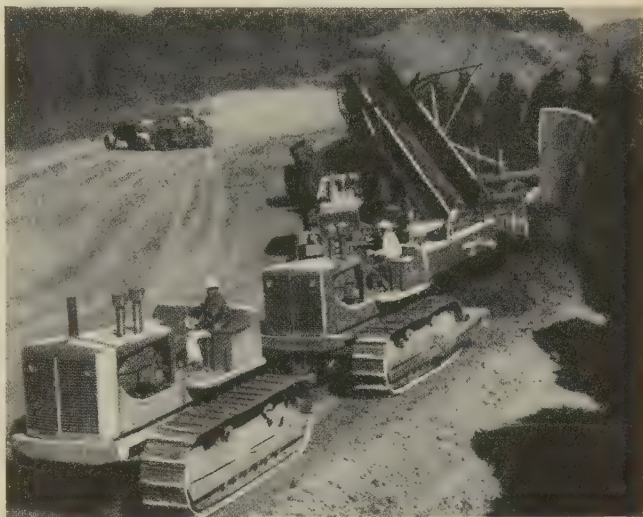


Abb. 1. Euclid-Loader mit seitlich arbeitender Pflugschar an der stromaufwärts gelegenen Entnahmestelle.

Austrocknens in den Hochsommermonaten die verfügbare Bauzeit.

Nachdem auf dem nassen Gelände die obere Schicht abgeräumt worden ist, werden mit einem Eimerseilbagger Gräben zur Entwässerung in der Oberfläche der Tonschicht gezogen. Der hierbei gewonnene Boden wird, wenn möglich, direkt in Erdtransportwagen geladen und zum Damm gefahren. Zu nasser Boden wird zunächst seitlich abgesetzt und später vom Loader aufgenommen. Die günstigsten Arbeitsbedingungen für den Euclid-Loader, den zwei Raupenschlepper Allis-Chalmers (HD 20 mit je 175 PS) ziehen, werden erreicht, wenn das Gelände Zeit zum natürlichen Austrocknen hat und zwischen zwei



Abb. 2. 4,2 m³-Löffelbagger beim Beladen eines Erdtransportwagens (Bodenentleerer).

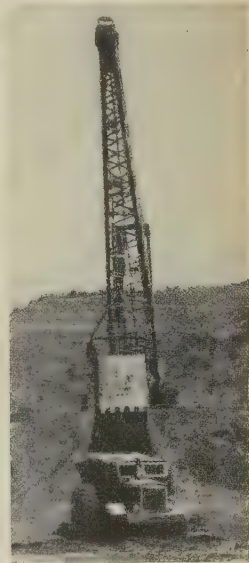


Abb. 3. Eimerseilbagger mit 5 m³-Kübel.

Übergängen des Loaders etwa 45 Minuten vergehen. Der Feuchtigkeitsgehalt der Wand, von der die Pflugschar bei jedem Übergang eine Schicht von etwa 15 cm abschält, nimmt dann um 2 bis 3 % ab. Da die Trockenbedingungen während der Tagesstunden besonders günstig sind, beschränkt man sich auf nur eine Arbeitsschicht. Trotzdem können in 9 Stunden Tages-spitzenleistungen von 4500 m³ und im Durchschnitt 3—4000 m³ erreicht werden. Die Schneide des Loaders hat eine Länge von 3,65 m. Bei einer Arbeitsgeschwindigkeit von etwa 4,8 km/h

wird ein Euclid-Bodenentleerer mit 19 m³ Inhalt in 50 Sekunden geladen.

Die zweite, stromabwärts gelegene Entnahmestelle liegt an einem Steilhang und ist ungewöhnlich trocken. Die dort vorhandenen 1,5 Mio. m³ für die undurchlässige Schicht können mit einem 4,2-m³-Löffelbagger und einem 5-m³-Eimerseilbagger auch bei verhältnismäßig schlechten Wetterbedingungen geladen werden. Im allgemeinen ist es sogar nötig, die Baggerstellen mit dem Schlauch zu wässern. In zwei 9-Stunden-Schichten können vom Löffelbagger täglich 5500–6000 m³ geladen werden, während der Eimerseilbagger am Tage 4000–4500 m³ erzielt. Beim Eimerseilbagger wird der Kübel bergauf ge-

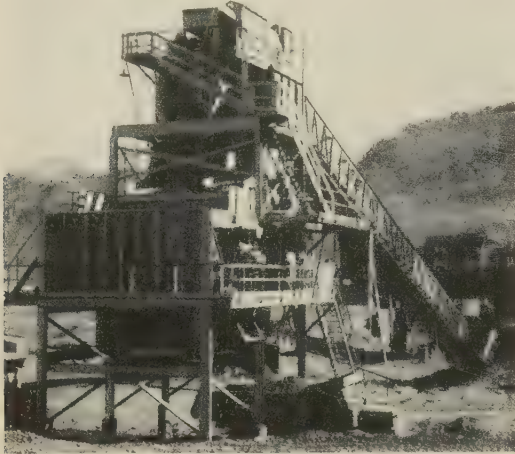


Abb. 4. Siebanlage zur Entfernung von Steinen und Felsbrocken über 12,5 cm Durchmesser.

zogen, da sein langer Ausleger in dieser Arbeitsrichtung mehr Material erreichen kann.

Um den vorhandenen Boden für die undurchlässige Schicht weitgehend ausnutzen zu können, mußten sich die Unternehmer entschließen, eine Siebanlage zu errichten, die aus dem für die Zone 2 der Dammschüttung noch verwendbaren Boden das Überkorn (größer als 12,5 cm) entfernt. Diese zu Beginn der Bausaison 1953 in Betrieb genommene Anlage arbeitet mit 2 Vibrationssieben, denen der in den Einfülltrichter geschüttete Boden über ein Förderband zugeführt wird. Ein Tellerspeiser am Trichter sorgt für gleichmäßige Beschickung des Bandes. Die Anlage ist so eingerichtet, daß jeder Wagen nach dem Abkippen des Rohbodens gesiebtes Material ladet und zur Dammschüttung weiterfährt. Erst von dort kehrt er wieder zur Entnahmestelle zurück. Das Überkorn wird für die am Fuß des Dammes vorgesehene Steinpackung und für die Steinschürze auf dem stromabwärts gelegenen Hang verwendet.

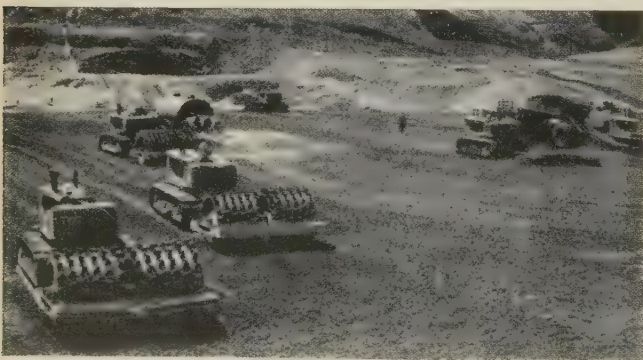


Abb. 5 Übersicht über den Geräteeinsatz an der Einbaustelle.

In beiden Zonen der wasserundurchlässigen Schicht wird der Boden mit den gleichen Geräten eingebaut. Die Erdtransportwagen kippen den Boden an der Einbaustelle ab und überlassen die Verteilung in 15 cm starken Lagen den Planiersraupen (Allis-Chalmers HD 20), denen kleine Raupenschlepper folgen, die mit Scheibeneggen den ausgebreiteten Boden bearbeiten (Abb. 5 rechts). Falls erforderlich, feuchtet ein Wasserwagen die Schüttung an, bevor sie durch mehrere 18-t-Schaf Fußwalzen verdichtet wird. Auch für die Walzen werden als Zugmaschinen 175-PS-Raupenschlepper verwendet.

Eine starke Behinderung erlitt der Baufortschritt durch die Verzögerung in der Flußumleitung. Da die hierfür vorgesehenen Abflußtunnels von 8,00 m Durchmesser nicht schnell genug fertig geworden waren, trat gegen Ende der Bausaison 1953 eine unangenehme Beschränkung des Schüttgeländes ein. Der Strom mußte weiter durch einen Kanal am rechten Widerlager des Bauwerkes geleitet werden, zu dem die Dammschüttung in einer Neigung 4:1 abgetrepppt wurde, damit der nach der Stromumleitung einzubauende Boden mit der Schüttung zusammenbindet. Die Arbeiten an den Tunnels werden während der Wintermonate nicht unterbrochen, damit die Dammschüttung in diesem Jahr in voller Talbreite fortgesetzt werden kann. [Nach Konstruktion Methods and Equipment 35 (1953) No. 10, S. 50.]

Dipl.-Ing. Bruno Hille, Aachen.

Das Fortschreiten der Brüche bei Flußstahlplatten.

Bei Großbauwerken, die aus dicken Flußstahlblechen bzw. Platten hergestellt sind, z. B. bei Schiffen, Brücken, Behältern, werden häufig Brüche beobachtet, die sich durch ihr plötzliches Auftreten, schnelles Fortschreiten und geringe Einschnürung auszeichnen. Sie beginnen meist an Kerbstellen irgendwelcher Form, vorzugsweise bei tiefen Temperaturen. Sie können oft nicht durch Beanspruchungsunregelmäßigkeiten, übernormale Belastung oder Materialfehler erklärt werden, obwohl in manchen Fällen ihr Anfang durch fehlerhafte Konstruktion oder Werkstattarbeit, auch durch lokale Kerben bedingt ist. Solche Brüche gaben Veranlassung, die Bedingungen, unter denen sie entstehen und fortschreiten, eingehend zu untersuchen, wobei grundsätzliche metallurgische und technologische Einflüsse zu berücksichtigen waren.

Hinsichtlich ihres äußeren Aussehens zeichnen sich die Brüche der fraglichen Art durch einen verhältnismäßig flachen mittleren Streifen von glänzender oder kristalliner Textur, oder auch beiden gleichzeitig, und je einen schmalen Randstreifen

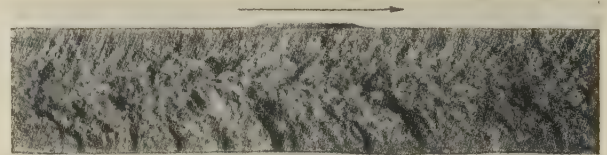


Abb. 1. Bruch eines Schiffsbleches von 23 mm Dicke.

zwischen dem Mittelteil und den Plattenoberflächen von seidiger Textur, die etwa unter 45° zur Ebene des Mittelstreifens geneigt sind, aus. Der flache Mittelstreifen hat eine mehr oder weniger raue Oberfläche mit einem rippenartigen Muster (Abb. 1), das bei glänzender Textur deutlich ausgeprägt, bei der kristallinen dagegen schwach oder gar nicht erkennbar ist. Die Randzonen sind von verschiedener Breite, je nach den herrschenden Bedingungen. Die Plattenoberflächen sind mehr oder weniger verformt, etwa in der Art der Einschnürung bei Zerreißproben. Die in Richtung der Blechlänge sich vorwärtsbewegende Bruchfront ist gebogen, so daß der Bruch in Plattenmitte den Oberflächen vorausläuft (Abb. 2). Die Rippenmuster stehen senkrecht auf der Kurve der Bruchfront.

Wenn man im Bereich der Bruchfront Schnitte senkrecht zur Plattenebene legt, so findet man, daß das Fortschreiten des Bruches große Ähnlichkeit mit dem Fortschreiten des Zerreißbruches eines Zugstabes hat (Abb. 2). Der Bruch beginnt an der Achse, breitet sich nach den Rändern aus und geht schließlich in den unter 45° nach der Oberfläche hin laufenden restlichen Bruchquerschnitt über. In jedem Stadium des Bruchfortschreitens des flachen Mittelteiles sind unter 45° liegende Flächen potentiellen Schubbruches denkbar, in denen nicht nur Schubbeanspruchungen herrschen, sondern auch kleine Schubverformungen stattfinden, die ein Öffnen des flachen Bruchteiles bedingen. Je weiter der Bruch nach den Rändern zu fortschreitet, um so kleiner werden diese Schubflächen und um so größer die Schubbeanspruchung bis sie schließlich so groß wird, daß der Schubbruch der Randstreifen eintritt (Abb. 3).

Beim gewöhnlichen Zerreißbruch bilden sich mit fortschreitender Einschnürung Zonen plastischer Deformation, die bei genügender Ausdehnung in der Länge zu vollständigen Schubbrüchen führen können, während sich bei ungenügender Länge des Verformungsbereiches ein Schubbruch auf einer 45° Fläche nicht entwickeln kann, wohl aber eine Anzahl von Schubbrüchen;

diese bilden, da sie jeweils auf einer 45° Fläche liegen, eine zackige Fläche, nämlich die in Abb. 2 sichtbaren mittleren Bruchflächenteile. Diese Einzelschubbrüche haben faserigen Charakter und zeigen, daß die Einzelkristallite sich wie kleine Zerreißstäbe verhalten haben (Abb. 4).

Die Zackungen, die an den Oberflächen faseriger Brüche auftreten, liegen offenbar auf Linien senkrecht zur Bruchfront, was

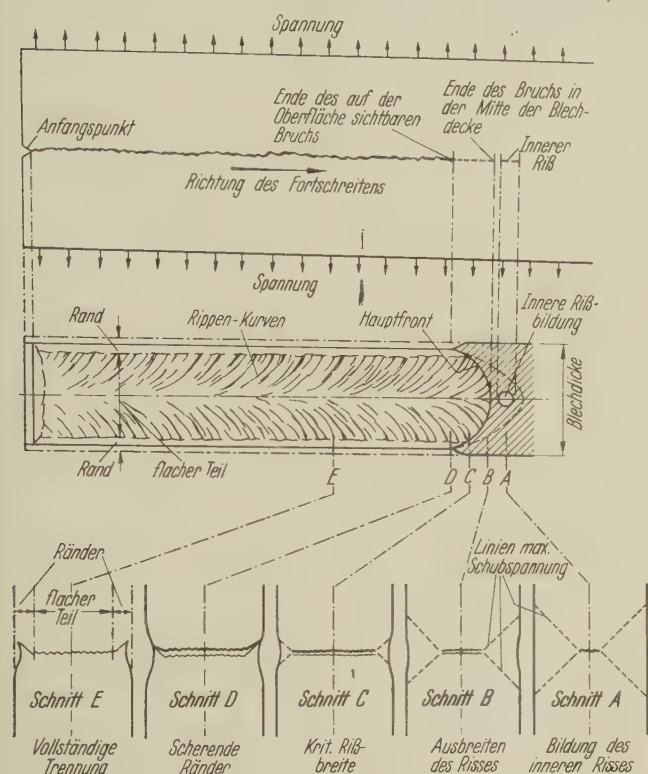


Abb. 2. Eigenschaften des Plattenbruchs.

beim Zerreißbruch eines Rundstabes deutlich zu sehen ist (Abb. 5). Dort sind die Zacken radiale gerade Linien, deren Lage senkrecht auf der kreisförmigen Bruchfront ist. Die Rippenmuster der Plattenbrüche können als diesen radialen Zacken entsprechend angesehen werden. Da die Zackungen der Rund-

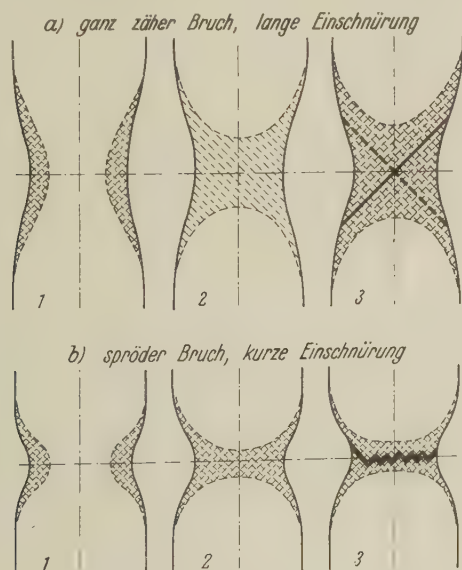


Abb. 3. Entwicklung eines Zugbruchs.

stäbe nur bei faserigen Brüchen vorkommen, müßte das auch bei den Rippenmustern zutreffen. Das ist in der Tat der Fall, da die Rippen bei rein kristallinen Brüchen nicht beobachtet wurden.

Um die Bildung des flachen Teils mit dem Rippenmuster zu mathematischen Begriffen in Beziehung bringen zu können, soll das Fortschreiten des Bruchs verglichen werden mit der Ent-

wicklung der Bugwelle eines im ruhigen Wasser fahrenden Schiffes oder der Stoßwelle eines durch die Luft fliegenden Geschosses. Das Spannungs-Dehnungsbild unmittelbar an der Bruchfront wird von den Werkstoffeigenschaften bestimmt, d. h. den Grenzbedingungen für das Bruchfortschreiten. Die Resultierende des Spannungsfeldes an der Bruchfront kann als die den Bruch vorantreibende Kraft aufgefaßt werden; sie ist daher gleich und entgegengesetzt dem Widerstand gerichtet, den das Material dem Zerreißen entgegenstellt, womit sie als der spez. Widerstand bzw. die Zähigkeit des Materials anzusehen ist. Aus dieser Überlegung ergibt sich, wenn man diese Kraft pro Längeneinheit der Bruchfront mit f , die Länge der Bruchfront mit l und die Koordinate der Fortschrittsrichtung mit x bezeichnet, für die zum Fortschreiten des Bruchelements nötige Arbeit:

$$\delta W = f \cdot \delta l \cdot \delta x. \quad (1)$$

Da in einem homogenen Material die Zähigkeit an allen Stellen die gleiche ist, wird f in Gleichung (1) konstant, so daß es zahlenmäßig gleich der Arbeit ist, die gegen den Materialwiderstand beim Fortschreiten der Bruchfläche A geleistet wird, womit

$$f = \frac{\delta W}{\delta A}. \quad (2)$$

Die umgeformte Gleichung (2)

$$\frac{\delta W}{\delta t} = f \frac{\delta A}{\delta t}, \quad (3)$$

besagt, daß das Fortschreiten des Bruchs proportional ist der geleisteten Arbeit. Liegt der Bruchanfang im Innern eines isotropen Materials, so wird die Bruchfront kreisförmig, in welchem Falle die Gleichung (3) folgende Form annimmt:

$$\frac{\delta W}{\delta t} = f 2 R \pi \frac{\delta R}{\delta t}. \quad (4)$$

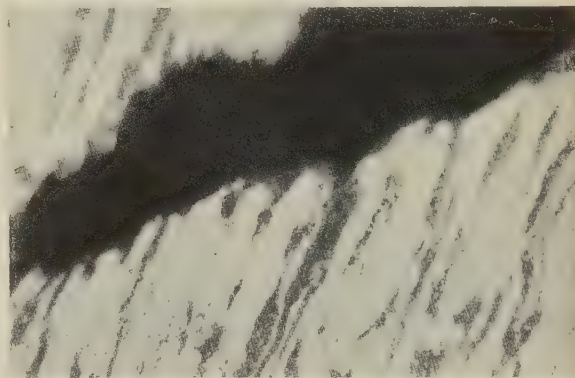


Abb. 4. Schnitt durch einen Zugbruch.

Unter der Annahme, daß die Zeit, in der die Brucharbeit gegen den Materialwiderstand geleistet wird, konstant ist, was besagt, daß die Menge der freiwerdenden Energie einem natürlichen konstanten Wert, analog der Grenzgeschwindigkeit eines durch eine Flüssigkeit fallenden Körpers, zustrebt, wird bei Einsetzung von $\delta W / \delta t = c$ aus Gleichung (4)

$$\frac{\delta R}{\delta t} = \frac{c}{f 2 R \pi}. \quad (5)$$

Durch Integration dieser Gleichung, die ausdrückt, daß die Geschwindigkeit des Fortschreitens der Kreisfront umgekehrt proportional dem Radius ist, ergibt sich:

$$\pi R^2 = c t / f, \quad (6)$$

worin c/f das Maß ist, um das die Bruchfläche wächst.

Wenn man sich nun eine Anzahl solcher kreisförmiger Bruchfronten auf einer Geraden angeordnet denkt, entsteht ein Bild, das analog ist dem Aussehen des Wellenmusters, das sich ausbildet, wenn man eine Reihe Kieselsteine in ruhendes Wasser wirft, mit dem Unterschied, daß die Hülllinie bei der Kieselanalogie etwa eine Gerade, beim Plattenbruch aber eine Kurve ist (Abb. 6). Ihre Gestalt wird auf Grund der geometrischen Bedingungen unter der Voraussetzung, daß

$$D = V \cdot t, \quad (7)$$

ist, gefunden durch:

$$R^2 = y^2 + (D - x)^2, \tag{8}$$

$$D = x + y \frac{dy}{dx}, \tag{9}$$

worin D die Lage des am meisten vorn befindlichen Kreismittelpunktes und x, y die Koordinaten eines Punktes auf dem Umfang mit Anfang am vordersten Mittelpunkt sind. Durch Vereinigen beider Gleichungen und Einsetzen der Werte aus Gl. (6) und (7) ergibt sich die Differentialgleichung für die Umhüllungskurve:

$$\frac{c}{f \pi V} \left(x + y \frac{dy}{dx} \right) = y^2 \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]. \tag{10}$$

Ihre durch Substitution gefundene Lösung heißt:

$$y^2 = \frac{c}{f \pi V} \left(x + \frac{c}{4 f \cdot \pi V} \right). \tag{11}$$

Die Hüllkurve ist also eine Parabel mit der Brennweite $a = \frac{c}{4 f \pi V}$ und dem Brennpunkt im Ursprung. Die Achse x fällt mit der Linie des Fortschreitens der Bruchfronten zusammen.

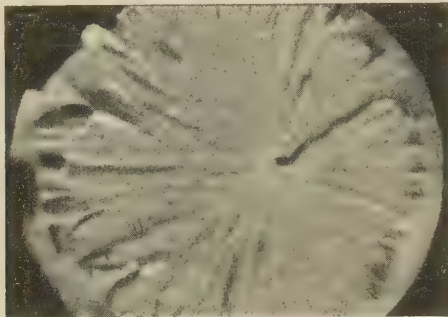


Abb. 5. Ansicht eines Zugbruches.

Die Gestalt der Rippenkurven, die, wie beobachtet, senkrecht auf der Bruchfront-Hüllkurve stehen, ergibt sich mit Hilfe der Bedingung für die Orthogonalität zweier Kurven für jeden Wert von y

$$\frac{dx}{dy} = - \frac{1}{dx_1/dy}, \tag{12}$$

worin x und x_1 die Abszissen der beiden Kurven für das gleiche y sind; durch Übertragen der Gl. (11) und Einsetzen von

$$a = \frac{c}{4 \pi f V} \text{ erhält man: } x = \frac{y^2}{4a} - a, \tag{13}$$
$$\frac{dx}{dy} = \frac{y}{2a},$$

so daß

$$\frac{dx_1}{dy} = - \frac{2a}{y} \text{ und } x_1 = -2a \log e y + C. \tag{14}$$

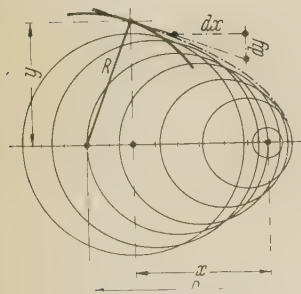


Abb. 6. Entwicklung der Hülllinie beim Plattenbruch.

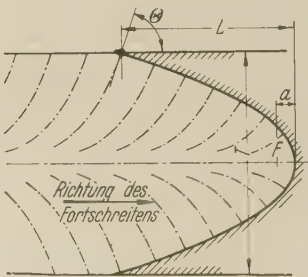


Abb. 7. Bruchfront beim Plattenbruch.

Wählt man die Integrationskonstante C so, daß sich die beiden Kurven schneiden, wenn $x = x_1 = 0$, also wenn $y = 2a$, dann ergibt sich die Gleichung für die Rippenkurven:

$$y_1 = 2a e^{-\frac{x}{2a}}. \tag{15}$$

Für aufeinanderfolgende Stellen der Umhüllung in gleichen

Abständen auf der x -Achse und in entsprechendem Abstand befindliche Rippenkurven ergibt sich:

$$y^2 = 4a (x + n b), \tag{16}$$

$$y_1 = 2a e^{-\frac{1}{2a} (x + n b)}, \tag{17}$$

worin n ein Integral und b der Abstand auf der x -Achse ist. Für die Platte konstanter Dicke T , bei der die x -Achse in der halben Plattendicke verläuft (Abb. 7), ist aus Gl. (11) und (15)

$$a = \frac{c}{4 f \pi \cdot V}; \quad L = \frac{f \cdot \pi V}{4 c} \cdot T^2; \quad \text{tg } \Theta = \frac{f \cdot \pi V}{c} T;$$
$$f \frac{V}{c} = \frac{\text{tg } \Theta}{\pi T}; \tag{18}$$

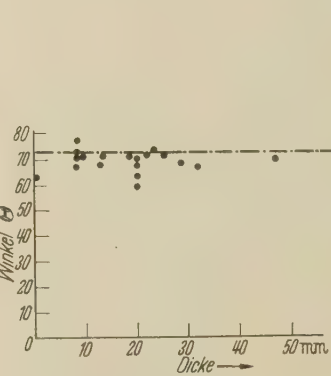


Abb. 8. Meßergebnisse für den Winkel Θ .

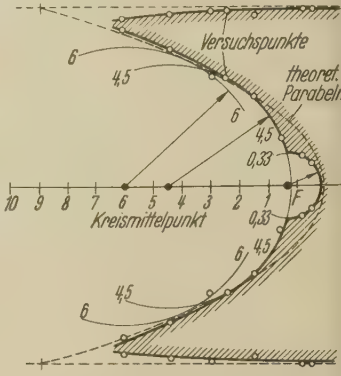


Abb. 9. Vergleich der praktisch auftretenden Bruchfront mit der Berechneten.

Durch die meßbaren Größen T und Θ kann der praktische Verlauf der Rippenkurven mit dem Ergebnis der mathematischen Berechnung verglichen werden. Unter Einsetzen von

$$V \cdot T = c/f, \tag{19}$$

ergibt sich $\text{tg } \Theta = \pi; \quad \Theta = \sim 72^\circ. \tag{20}$

Das gilt unabhängig von der Plattendicke und den Materialeigenschaften. Man sieht daraus, daß die Gestalt des Bruchbildes gemäß Abb. 6 unter der Voraussetzung von der Schnelligkeit des Fortschreitens des Bruches unabhängig ist, daß $f \cdot V/c$ konstant ist.

Zur Überprüfung dieser Ergebnisse sind bei praktisch aufgetretenen Brüchen die Winkel Θ gemessen worden, und zwar bei verschiedenen Werkstoffen und Plattendicken. Die Meßergebnisse, die nach Lichtbildern, Projektionen u. a. Abbildungsverfahren der Brüche erhalten wurden, sind in Abb. 8 dargestellt. In Anbetracht der Meßschwierigkeiten zeigen sie eine recht gute Übereinstimmung mit der Theorie; allerdings liegen die Meßpunkte durchweg etwas unter dem theoretischen Wert. Auch die Gestalt der praktisch auftretenden Bruchfront zeigt eine gute Ähnlichkeit in der berechneten (Abb. 9), wobei die Radien mit der Beziehung

$$R = \sqrt{D T/\pi} \tag{21}$$

erhalten wurden. Die Abstände der Kreismittelpunkte sind gleich einem Vielfachen der Brennweite der Umhüllungsparabel und werden wahrscheinlich am Ende des Bruches größer als im Bereich des Fortschreitens. Das Auftreten von isolierten Anrissen an der Bruchfront stimmt durchaus mit der Theorie überein.

Eine etwaige Anisotropie des Materials würde sich dahingehend äußern, daß der Wert f verschieden wäre in Richtung senkrecht und parallel zur Plattenoberfläche; in diesem Falle würden die gezeichneten Kreise Ellipsen werden mit der großen Achse in Richtung des kleinen f .

Aus Versuchen von Izod ist bekannt, daß Kerben parallel zur Plattenoberfläche meist höhere Werte von f zur Folge haben; daraus folgt, daß die große Ellipsenachse in der Plattenebene liegt, wodurch der Winkel Θ etwas größer sein müßte.

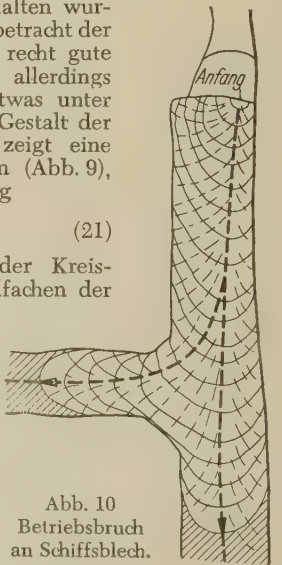


Abb. 10. Betriebsbruch an Schiffsblech.

Andererseits würden, wenn man sich die Ränder fortgefallen denkt, die Winkel Θ etwas abnehmen, da die Rippenkurven kürzer sind. Für den so verkleinerten Winkel würde sich mit r als Randbreite ergeben:

$$\operatorname{tg} \Theta = \pi (1 - 2r/T). \quad (22)$$

Das bedeutet, daß schon ein schmaler Rand den Winkel deutlich verkleinert. Die Anisotropie hat also die entgegengesetzte Wirkung wie die Randstreifen, allerdings haben letztere offenbar das Übergewicht, da laut Messung die Winkel fast alle etwas kleiner sind als die Theorie ergibt.



Abb. 11. Betriebsbruch bei Schiffsblech.

Die Zähigkeit des Materials beeinflusst die Geschwindigkeit des Bruchfortganges nach der Gleichung

$$\frac{\delta W}{\delta t} = f V T \quad (23)$$

in dem Sinne, daß bei spröden Werkstoffen der Bruch schneller, bei zähen langsamer fortschreitet.

Die bisherigen Überlegungen, die für den Fall des Fortschreitens des Bruches mit konstanter Geschwindigkeit entlang einer Geraden und in einer Platte konstanter Dicke angestellt worden sind, gelten auch für allgemeinere Fälle von Bruchbedingungen, z. B. für Betriebsbrüche an Schiffsblechen nach Abb. 10 und 11. In diesen Bildern sind die Kurven des Bruchfortschreitens als dünne Linien senkrecht zu den Rippenkurven dargestellt, die Wege der Punkte maximaler Krümmung der Bruchfronten, die Trajektorien, sind strichpunktiert eingezeichnet; sie nähern sich asymptotisch den Mittellinien der Plattendicke. Offenbar läuft die Mitte der Bruchfront der Stelle der maximalen Dreiachsigkeit der Spannungen nach, die dieser immer etwas voraus liegt. Im Falle einer Biegungsbeanspruchung würde die Stelle der maximalen Dreiachsigkeit sich aus der Mitte heraus nach der Oberfläche hin verlagern, wodurch das Rippmuster unsymmetrisch würde.

Es müßte eine Entwicklung der Theorie dahingehend möglich sein, daß die Gestalt des Bruchverlaufs, z. B. für verschiedene Kerbformen, vorhergesagt werden könnte, wenn man berücksichtigt, daß die Arbeit pro Flächeneinheit des Bruches über die ganze Bruchfläche konstant ist, sofern die Bruchfläche eben und der Werkstoff gleichmäßig sind. Eine Änderung der Bruchfront bedingt daher nicht unbedingt eine andere Zähigkeit.

Ein interessantes Bild des Einflusses der Zähigkeit gibt Abb. 12, die eine gebrochene Platte zeigt, welche oben eine

Abb. 12. Robertson — Versuch eines Stahlbleches von 22 mm Dicke.

Temperatur von -70°C , unten von $+60^\circ \text{C}$ hatte und deren Bruch von oben nach unten fortschritt. Die Sichtbarkeit der Rippen nimmt mit steigender Temperatur und entsprechend wachsender Zähigkeit in dem gleichen Maße zu, wie die Feinkörnigkeit und das kristalline Aussehen der Bruchoberfläche abnehmen. Auch die Ränder werden nach unten hin deutlicher.

In dem kalten, also weniger zähen Bereich ist deutlich an den Haltepunkten des Bruches die elliptische Gestalt der erzeugenden Kreise zu erkennen, wobei die große Achse parallel zur Plattenoberfläche liegt. Im wärmeren, zäheren Bereich ist die Bruchfront viel weniger gebogen, insbesondere je mehr sie sich dem Plattenende nähert. Den Verhältnissen an den Plattenenden dürften ähnliche Erscheinungen zugrunde liegen, wie der Bildung der Ränder; da kleine Proben viel mehr unter dem Einfluß solcher „Endeinflüsse“ stehen als große, macht die Anwendung der Theorie bei ersteren größere Schwierigkeiten, besonders wenn noch Biegungsanteile dazukommen. Daher bestehen auch noch Schwierigkeiten beim Vergleich der Versuchsergebnisse mit großen und kleinen Proben.

Die einfachste Methode zur Messung der Zähigkeit, die eine innere Materialeigenschaft ist, würde die Ermittlung der Arbeit sein, die nötig ist, um einen Bruch voranzutreiben. Das ist aber nicht ohne weiteres möglich, da man bei dem schnellen Fortschreiten nicht mit Tensometern arbeiten kann. Auch die Anwendung von elektrischen Dehnungsmessstreifen hat ihre Schwierigkeiten. Weiter könnte man die elastische Energie bestimmen, die beim Bruch frei wird, und die gleich der zum Vollenden des Bruches nötigen Arbeit zuzüglich der Verluste, z. B. der kinetischen Energie der gebrochenen Teile, der Schwingungs- und Wärmeenergie usw. ist. Diese schwer bestimmbaren Verluste bilden jedoch einen großen Anteil an der Gesamtenergie, so daß die Ungenauigkeit zu groß wäre. Bessere Aussichten würde ein Verfahren haben, in das System Prüfmaschine—Probe einen bekannten Betrag an elastischer kinetischer Energie einzubringen, die genügt, um den Bruch einzuleiten, aber zu gering ist, um ihn zu vollenden. Durch Ausmessen der Bruchfläche und Aufstellen einer Energiebilanz könnte der Wert f ermittelt werden. In diesem Fall müssen die „Rand- und Endeinflüsse“ zusätzlich berücksichtigt werden. Wegen der geringen Breite der Randstreifen ist die genaue Bestimmung ihres Einflusses schwer, während die Endeinflüsse durch Anwendung breiter Proben oder durch Prüfen mehrerer Proben verschiedener Breite mit genügender Genauigkeit ausgeschaltet werden können. Unter der Annahme, daß die Gesamtarbeit zur Bildung der Ränder und des flachen Rippenteils ein analytisches Minimum ist, ergibt sich die Beziehung zwischen der Ränderbreite r und der Zähigkeit zu:

$$\frac{dw}{dv} = \frac{d}{dv} [\Phi(r) + f(T - 2r)] = 0, \quad (24)$$

woraus

$$\frac{d}{dr} \Phi(r_0) = 2f. \quad (25)$$

Darin war w die Gesamtarbeit pro Längeneinheit des Bruches, $\Phi(r)$ eine versuchsmäßig zu ermittelnde Funktion und r_0 der Wert von r , der Gl. (24) genügt. Da die Bildung der Ränder mit der plastischen Verformung von Volumelementen verbunden ist, schließt die Funktion $\Phi(r)$ sicher Potenzen von r ein, die größer sind als die Einheit, was im übrigen im Hinblick auf Gl. (24) eine mathematische Notwendigkeit ist.

Bei der behandelten Bruchart muß die freigewordene elastische Energie größer sein als die gegen die Zähigkeit des Materials geleistete Arbeit. Da die elastische potentielle Energie dem Quadrat der Spannung proportional ist, bedeutet das, daß es für eine gegebene Zähigkeit eine sogenannte kritische Spannung gibt, oberhalb der der Bruch schnell ist, während er unterhalb langsamer fortschreitet; dabei ist unter Spannung das Spannungsfeld in der Platte im Augenblick des Bruchbeginns zu verstehen und nicht etwa eine Spannungsspitze am Kerbgrund oder an der Bruchfront. Diese kritische Spannung kann als Kerbfestigkeit bezeichnet werden, wenn eine Kerbe vorhanden ist, die den Bruch einleitet. Die Beziehung zwischen der kritischen Spannung und der Kerbfestigkeit muß versuchsmäßig bestimmt werden. Die Arbeit von T. S. Robertson: Brittle Fracture of Mild Steel in Engineering 172 (1951) S. 445, bringt, obwohl sie der Enthüllung dieser Beziehung nahekommt, keine klare Erläuterung seiner Versuche. In der genannten Arbeit ist zwar die Beziehung zwischen der Temperatur bei einem schnellen Bruch und dem Spannungsniveau, bei dem der Versuch gemacht wurde, bestimmt worden, nicht aber die Zähigkeit und ihre Beziehung zur Temperatur. Es scheint aber, bis eine Methode zum Bestimmen der Zähigkeit und ihrer Beziehung zur Temperatur gefunden ist, nützlich zu sein, die Kerbfestigkeit zu ermitteln. Trotzdem sind aber noch weitere Untersuchungen nötig, um restlose Klarheit in diesen Fragen zu schaffen. [Nach G. Murray Boyd: The Propagation of Fractures in Mild-Steel Plates. Engineering 175 (1953) Nr. 4538 S. 65—69 und Nr. 4539 S. 100 bis 102.]

Dr.-Ing. H. Bürnheim, München 9.

Brücke über den Passaic-River in New York.

Östlich vom Hudson kreuzt die neue, von Philadelphia nach Boston führende Autobahn die von Seeschiffen befahrenen Flüsse Passaic und Hackensack kurz vor ihrer Mündung in die Newark Bay in 34 m lichter Höhe. Diese zwei einander ähnlichen Brücken mit Vollwandträgern sind mit 104,3 m Stützweite die größten ihrer Art in Amerika. Ihre Stützweite wird zwar von Vollwandträgerbrücken in Deutschland erheblich übertroffen, jedoch ist hervorzuheben, daß die insgesamt 25,6 m breite Fahrbahn von nur zwei einwandigen Hauptträgern getragen wird, was zu sehr schweren und langen Bauteilen führt.

Die Brücke über den Passaic wird nachstehend näher beschrieben. Sie ist mit den beiderseits mit 3 ‰ ansteigenden Rampenbrücken insgesamt 2120 m lang. Der Verkehr geht über zwei dreispurige, je 10,97 m breite Fahrbahnen mit 1,83 m breitem, überhöhtem Mittelstreifen und zwei je 0,92 m breiten Randstreifen. Die unmittelbar befahrene Stahlbetonplatte ruht auf 16 Längsträgern von 1,83 m Abstand und 8,85 m Stützweite. Die Hauptträger haben 14,63 m Abstand, so daß die Querträger beiderseits durch 5,5 m lange Konsolen verlängert sind. Die Hauptträger ruhen auf schaftartigen Betonfeilern, die auf Pfählen gegründet und oben durch Querriegel verbunden sind.

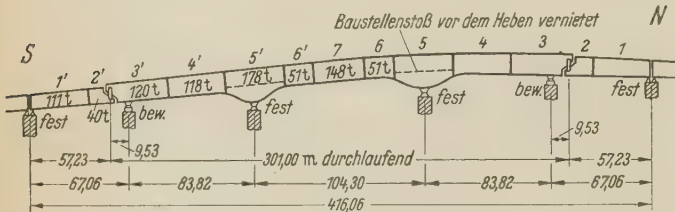


Abb. 1. System und Gewichte.

Die Hauptträger der Rampenbrücken sind 53,034 m weit gestützt. Das Hauptbauwerk über dem Fluß (Abb. 1) hat 5 Öffnungen, wovon die beiden äußeren eingehängt sind, während die Träger über den 3 Mittelöffnungen durchlaufen. Die Lager beiderseits der Hauptöffnung sind auf den hohen, genügend nachgiebigen Betonfeilern fest.

Die Hauptträger sind aus Siliziumstahl gefertigt. Die 14,7 bis 19,6 mm starken Stegbleche sind über den Pfeilern längsversteift. Ihre Höhe beträgt bei den eingehängten Seitenöffnungen 3060—3376 mm, springt am Gelenk auf 4051 mm und wächst über den Hauptfeilern in der auf Abb. 5 ersichtlichen Weise auf 6566 mm. Die Gurte bestehen (Abb. 2) aus senk-



Abb. 2. Beförderung auf der Eisenbahn.

rechten Beilagen auf dem Stegblech, aus 4]förmig angeordneten Gurtwinkeln $209 \times 209 \times 29,4$ mit Beilagen zwischen den abstehenden Schenkeln und aus 680 mm breiten Gurtplatten, deren Gesamtstärke über den Hauptfeilern 104 mm beträgt (Abb. 4). Die Baustellenstöße und Stückgewichte der Hauptträger sind in Abb. 1 angegeben.

Die Hauptträger wurden im Werk der Bethlehem Steel Company nach der für ständige Last errechneten Überhöhungskurve zusammengebaut, vernietet und die Baustellenstöße ganz aufgerieben. Die einzelnen Hauptträgerstücke wurden auf der Eisenbahn, selbst einen Wagen bildend (Abb. 2), mit besonderen Drehgestellen gefahren. Das Trägerstück 3, mit Aussteifungen und Gelenkschlaufen, die Zugstange zwischen den Drehgestellen und die Kuppelstange sind zu erkennen. Für die Fahrt auf der Eisenbahn erhielten die höchsten Trägerstücke 5 und 5' einen in Abb. 1 angedeuteten Längsstoß, der auf dem Schiff vor dem Einbau vernietet wurde.

Rampenbrücken und Hauptbauwerk wurden von zwei Seiten aus mit zwei fahrbaren Doppelderricks aufgestellt (Abb. 5),

die schneller als ein einarmiger Derrick arbeiten konnten und die schwersten Teile, z. B. 5 und 5' mit beiden Auslegern zugleich anhoben. Der einzelne Ausleger war bemessen

bei 25,9 m Länge und 20 m Ausladung für 177 t Last,
bei 35 m Länge und 23 m Ausladung für 102 t Last,
bei 35 m Länge und 33,5 m Ausladung für 46 t Last.

Jedes Auslegerpaar war auf Plattformen $14,6 \times 27,5$ m groß montiert, die auf je 4 Schienen liefen, davon die äußeren auf den Hauptträgern. Ein fahrbarer Kran wog mit Winden, Drehvorrichtung, 195 PS-Benzinmotoren insgesamt 272 t. Mit beiden Auslegern konnten die Hauptträger der Rampenbrücken in einem Stück ohne Hilfsstützen verlegt werden. Die Bauteile konnten, soweit sie nicht vom Schiff aus gehoben wurden, über die Querträgerkonsolen unter die Ausleger gefahren werden.

Für die Aufstellung der Hauptbrücke waren Hilfsstützen nötig. Zunächst wurde das neu einzubauende Stück vom Kran in der richtigen Neigung gehalten, so daß der Stoß im unteren Drittel verdornt werden konnte. Dann wurde das Trägerstück von der Hilfsstütze aus genauer eingestellt, so daß auch die oberen Stoßlaschen zum Passen kamen. So kam es zu dem in Abb. 3 oben angegebenen Montagezustand. Nach Anbau des Teiles 4 und Einrichten von der Hilfsstütze 4 aus wurde der Mast über Hilfsstütze 4 vorgeschoben und mit beiden Auslegern gleichzeitig das 178 t schwere Teil 5 vom Schiff gehoben, auf

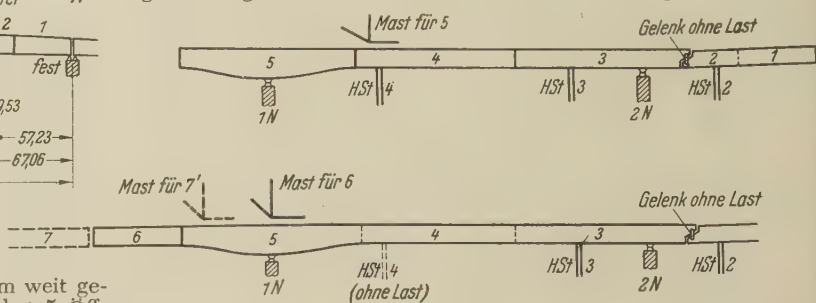


Abb. 3. Montagevorgang.

das feste Kipplager des Pfeilers 1 abgesetzt und von Hilfsstütze 4 aus der Stoß 4—5 ausgerichtet.

Während dieses Vorgangs und bis zum endgültigen Schluß der Mittelöffnung und der Fertigmontage des durchlaufenden Teils blieben die Schlaufen am Gelenk ohne Last und der eingehängte Träger auf Hilfsstütze 2 gelagert. Um das Gelenk entlasten zu können, waren die Schlaufen mit senkrechten Langlöchern versehen. Teil 1—2 wurde von Hilfsstütze 2 aus so weit angehoben, daß in den Langlöchern bei allen elastischen Bewegungen des Kragarms 3 Spiel blieb. Zugleich wurden jedoch, da das Lager auf Pfeiler 2 beweglich war, die Teile 3 und 4 über das Gelenk hinweg durch eine verstellbare waagrechte Schlaufe der Länge nach gehalten, die am 675 mm hohen Sprung des Stegblechs am Trägerstück 2 befestigt war.

Der Kran wurde nach Einbau des Teiles 5 über dem Hauptpfeiler aufgestellt und baute das Kragende 6 ein. Der Stoß zwi-

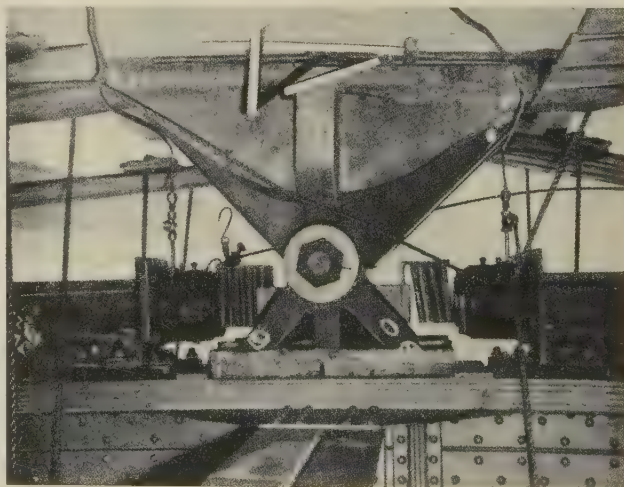


Abb. 4. Gleitvorrichtung.

schen 5 und 6 wurde mit Hilfe des Auslegers ausgerichtet. Nachdem vom Süden her die Aufstellung ebensoweit vorgeschritten war, konnte der Einbau der Schlußteile 7 vorbereitet werden. Die Kragarme wurden durch Fortlassen der auskragenden Fahrbahnteile möglichst leicht gehalten zur Verrin-

gerung ihrer Durchbiegung. Um den Kragarmen die zum Passen der Stoßteile des Schlußstücks erforderliche Neigung zu geben, waren über Pfeiler 2 die 457 mm hohen Rollensätze der Auflager nicht eingebaut worden, so daß der Träger hier bereits um soviel tiefer lag. Die Last lag aber noch teilweise auf der Hilfsstütze 3. Durch Nachlassen an dieser Stütze wurde an den Kragenden die vorausberechnete Neigung hergestellt. Um ferner den für das Einführen der Schlußstücke infolge Wärmeänderung und Montagefehler erforderlichen Längenspielraum zu schaffen, war, wie auf Abb. 4 zu erkennen, das Oberteil des Lagers auf dem südlichen Hauptpfeiler waagrecht geteilt worden. Auf der gut eingefetteten Gleitfläche konnte der aufliegende Brückenteil durch 2 gegen den Untergurt angesetzte 200 t-Pressen verschoben werden. Die Gleitfläche war mit Längsrillen versehen, um die seitliche Führung beim Verschieben zu sichern. Nachdem die Lage der Kragarme nachgemessen war, wurden nach Eintritt ruhigen Wetters die beiden Schlußstücke 7 auf einer Schute unter die Mittelöffnung gefahren, die Schute quer zum Fluß in Längsrichtung der Brücke gedreht und die beiden Schlußstücke zugleich gemäß Abb. 5 von den 4 Auslegern in die Höhe gezogen. Durch das gleichzeitige Heben wurde erreicht, daß die Schifffahrt nur einmal gesperrt zu werden brauchte und daß sich alle 4 Trägerenden gleichmäßig ohne Verwindung durchbogen. Die Schlußstücke wurden von innen her herangeschwenkt (Abb. 5). Die Stoßlaschen waren, soweit zugänglich, an die Träger angeheftet. Die Obergurtlaschen wurden mit einem besonders am Ausleger befestigten Zug angehoben, die Untergurtlaschen hingen frei durch. Die Stöße wurden zuerst am festen Nordende im unteren Drittel verdornt, sodann die südlichen Brückenteile durch die Pressen am Lager um 60 mm am östlichen, um 79 mm am westlichen Hauptträger herangeschoben, wobei die Bewegung des Betonpfeilers nicht über 13 mm hinausging. Sobald nunmehr auch das untere Drittel des südlichen Stoßes verdornt war, wurden die Kloben an den Auslegern nachgelassen, so daß sich die Mittelöffnung durchbog und die oberen Stoßlaschen verdornt werden konnten. Die Feineinstellung der Trägerlage wurde durch Einwirkung an der Hilfsstütze 3 erreicht.

Während die Stöße vernietet wurden, trugen sich die Träger auf 76,5 m Länge ohne Querverbindungen frei. Ihre Stabilität

wurde nach der Methode von Karl de Vries nachgewiesen [Trans. Amer. Soc. Civ. Eng. 112 (1947) S. 1245].

Nachdem alle Fahrbahnträger der Mittelöffnung aufgelegt waren, hatten sich die Löcher in den Gleitstücken der südlichen Hauptlager von selbst so weit verschoben, daß die Gleitstücke



Abb. 5. Einbau der Schlußstücke.

unter Nachhilfe der Pressen ihre endgültige Lage hatten und verbolzt werden konnten. Die Hauptträger wurden nun von der Hilfsstütze 3 gegen ihren elastischen Widerstand so weit angehoben, daß die Rollensätze in die Auflager auf Pfeiler 2 eingeschoben werden konnten. Nunmehr wurden durch Senkung an der Hilfsstütze 2 die eingehängten Träger endgültig an die Schlaufen gehängt, womit die Aufstellung beendet war.

Die Höhenlage der Fahrbahnplatte wurde an beiden Randträgern durch besondere aufgenietete Streichwinkel festgelegt. [Nach Proceed. Amer. Soc. Civ. Eng. 79 (1953) Separate No. 321.]

W. Ihlenburg, Frankfurt(M).

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Stahlbau-Tagung Hamburg 1953. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. (= Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 13). 169 S., Gr. 17,5 · 24,4 cm, mit vielen Abb. Bremen-Horn; Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn GmbH. 1953. Geb. 10,— DM.

Es war ein glücklicher Gedanke, als Thema für die Fachtagung des Jahres 1953, Sondergebiete zu wählen und die statischen, konstruktiven und montagetechnischen Probleme aufzuzeigen, welche der Stahlbauer außerhalb des „üblichen“ Stahlhoch- und Brückenbaues zu lösen hat. Das reich bebilderte Heft 13 der „Abhandlungen“ ist ganz diesen Vorträgen gewidmet und bietet so den Tagungsteilnehmern willkommene Gelegenheit, sich nun eingehender mit den Themen zu befassen. Aber auch alle Fachleute, die nicht daran teilnehmen konnten, werden die Herausgabe dieses Heftes wärmstens begrüßen.

Der in der Praxis stehende Stahlbauer hat im allgemeinen nicht Zeit, sich mit den physikalischen Grundlagen des Stahls zu befassen, benötigt jedoch diese Kenntnisse in steigendem Maße, um die strukturellen Vorgänge bei mechanischen und Wärmebeanspruchungen zu verstehen. Der Vortrag von Prof. Stein dient einer Einführung in dieses schwierige Gebiet. Einen interessanten Blick in das Arbeitsgebiet des Behälterbaues läßt uns Reg.Bmstr. Freymark in seinem Vortrag „Die heutige Situation im Behälterbau“ tun. Theorie, Formgebung, Material, Korrosionsschutz und Verfahrenstechnik werden hier von souveräner Warte aus beleuchtet. Der Behälterbauer muß sich mit der Schalentheorie befassen, Konstruktion und Materialfragen müssen beim geschweißten Behälter gemeinsam bearbeitet werden, und ein Einblick in die Verfahrenstechnik ist notwendig. Die anschließend von Oberingenieur Weber erläuterte Montage eines Crack-Turmes zur Erdölraffinerie zeigt die schwierigen Transport-, Verlade- und Errichtungsprobleme einer solchen Anlage. Der Turm wurde mit einem 130 m hohen Seilderrick nach dem Prinzip der Gruppenmontage errichtet, das auch im übrigen Stahlbau immer mehr Boden gewinnt. Besonders bemerkenswert sind umfangreiche Baustellenschweißungen in großer Höhe mit Materialvorwärmung durch Induktion. Die Verwendung von Stahl im Wasserbau, der Min.Rat Hampe

seinen Vortrag widmet, ist außerordentlich vielseitig und erfordert eine wesentliche Erweiterung des konstruktiven Denkens des Stahlbauers. Wir bekommen Einblick in die Entwicklung: von den Wehren und Schleusentoren bis zu den Schiffshebewerken und Schwimmdocks. Bewegliche Brücken gehören zwar nicht zum täglichen Brot des Stahlbauers, werden aber doch im deutschen Flachland und Hafengebiet und vor allem für den Export in beachtlicher Zahl gebaut. Bundesbahndirektor Seeger berichtet fesselnd über die baulichen Möglichkeiten sowie über vier solche im Bezirk Münster ausgeführte Eisenbahnbrücken. Den traditionsgemäß über das Fachliche hinausgehenden Schlußvortrag hielt Dir. Caemmerer mit einer sinnigen Betrachtung über Tragwerke in Natur und Technik.

Das ausgezeichnet ausgestattete Heft wird dem Stahlbauer viel Interessantes bieten.

H. Beer, Graz.

Link, H., Oberingenieur: Die Speicherseen der Alpen. (= Schweiz. Wasserwirtschaftsverband, Verbandsschrift Nr. 31). Stark erweiterter Sonderdruck aus „Wasser und Energiewirtschaft“ 1951 und 1952. 67 S. mit vielen Bildern und Tabellen. Geschäftsstelle des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes, Zürich 1, St.-Peterstraße 10, 1953.

Die Schrift behandelt in anschaulicher Weise den heutigen Stand der Ausnutzung der in den Ost- und Westalpen zur Verfügung stehenden Energiemengen. Die wirtschaftliche Ausnutzung verlangt in erster Linie eine Verlagerung der Sommerenergie auf die Wintermonate. Hierzu ist eine Aufspeicherung des Wassers in meist künstlichen Speicherseen erforderlich, denen in zweiter Linie auch die Aufgabe zufällt, schädliche Hochwasserwellen aufzufangen.

Einleitend bringt der Verfasser allgemeingültige Ausführungen über den Nutzen der Speicher und ihren Einfluß auf die Wasserwirtschaft. Er stellt fest, daß in den West- und Ostalpen heute etwa 200 größere Speicherbecken mit einem Gesamtinhalt von rd. 5 Md. m³ Nutzraum vorhanden sind, und daß allein in den Ostalpen noch etwa 6 Md. m³ ausbauwürdiger Stauraum zur Verfügung steht.

Von besonderem Wert ist die Zusammenstellung der in den Ost- und Westalpen vorhandenen Speicherseen mit Angaben

aller technischen Daten für den Stausee, das Sperrbauwerk, sowie der dazugehörigen Kraftwerke und deren Besitzer. In dieser Zusammenstellung, welche durch Übersichtspläne ergänzt ist, wurden rd. 200 Anlagen erfaßt.

Der Verfasser zeigt, daß die weitaus meisten künstlichen Stauseen bei zweckmäßiger Bewirtschaftung und bei richtiger Einfügung des Stauwerkes die natürliche Landschaft keineswegs verunstalten. Im Gegenteil finden solche Bauwerke oft das größte Interesse weitester Kreise.

Den Beweis dafür geben 32 besonders eindrucksvolle Aufnahmen bedeutender Talsperren, wobei auch die landschaftlichen und geologischen Gesichtspunkte beschrieben sind.

Für den Wasserbauingenieur bietet die Schrift ein willkommenes Nachschlagewerk und eine reiche Quelle technischer und statistischer Angaben. Daneben vermittelt sie aber auch zahlreichen Nichtfachleuten und Naturfreunden einen umfassenden Überblick über das Gebiet der Großwasserkraftanlagen der Alpen.

P. Böss, Karlsruhe.

Meebold, Dipl.-Ing. Richard: Die Drahtseile in der Praxis. 2. völlig Neubearb. Aufl., V, 108 S., Gr.-8°, mit

121 Abb., Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer-Verlag 1953. Geh. steif 12,— DM.

In übersichtlicher und leicht verständlicher Weise werden auf engem Raum die Drahtseile vom Blickpunkt des Anwenders aus dargestellt. Ein erster Hauptteil behandelt die Verwendungsgebiete dieses Maschinenelements, seine Mach- und Schlagarten, einige Berechnungsgrundlagen und Richtlinien für den Seilaufbau. Der zweite Hauptteil ist dem Verhalten der Seile im Betrieb gewidmet. Hier wird der Einfluß der Betriebseinrichtungen auf die Lebensdauer der Seile geschildert, die Befestigung der Seilenden beschrieben und auf die Abnutzungserscheinungen und ihre Ursachen eingegangen.

Das Buch, in seiner zweiten Auflage durch neue Erkenntnisse und Erfahrungen bereichert, erleichtert dem Seilverbraucher wesentlich die Auswahl der Seile für einen bestimmten Verwendungszweck und gibt ihm wertvolle Anleitungen zu ihrer Behandlung und Beurteilung im Betrieb.

A. Vierling, Hannover.

Bleiweiß-Anstriche immer richtig! Herausgegeben vom Verein Deutscher Bleifarbenfabrikanten E. V., Bonn, Markt 24. 14 S., Gr. 12 · 17 cm. Die Broschüre wird von dem oben erwähnten Verband kostenlos abgegeben.

Verschiedenes.

Carl Pirath 70 Jahre alt.

Carl Pirath, Prof. Dr.-Ing., Dr. rer. pol. h. c., Dr.-Ing. E. h., Stuttgart, ordentlicher Professor für Eisenbahn- und Verkehrswesen an der Techn. Hochschule Stuttgart, der der wissenschaftlichen und praktischen Durchdringung der Verbindung zwischen Verkehr und Wirtschaft seine Lebensarbeit gewidmet hat und Weltruf mit seinen Arbeiten errang, vollendete am 10. Mai sein 70. Lebensjahr.

Geboren in Hellenthal (Eifel), studierte er mit humanistischer Vorbildung die Bauingenieurwissenschaften an den Techn. Hochschulen Hannover und Danzig. Nach Abschluß seiner Studien trat er in den höheren technischen Eisenbahndienst ein. Schon als Hilfsarbeiter in den Eisenbahnabteilungen des Reichsverkehrsministeriums machte er sich die Klärung der Zusammenhänge zwischen den einzelnen Verkehrsmitteln Eisenbahn, Kraftwagen, Schifffahrt und Luftfahrt zur Aufgabe. Ein umfassendes Wissen in Verbindung mit reichen verkehrstechnischen Kenntnissen und einer vielgestaltigen Praxis brachte Pirath für diese Aufgabe mit. Er promovierte 1921 an der Techn. Hochschule Hannover und wurde 1926 an der Techn. Hochschule Stuttgart auf den Lehrstuhl für Eisenbahn- und Verkehrswesen berufen. Als erster in Deutschland gründete er hier 1929 das Verkehrswissenschaftliche Institut, dessen Aufgabe die Grundlagenforschung auf dem Gebiet der Verkehrswirtschaft ist. Insbesondere wurde von diesem Institut auch die Luftfahrt bearbeitet, und die Forschungsergebnisse auf diesem Gebiet sind in 15 Heften niedergelegt.

Pirath erforschte die Grundlagen, nach denen jedes Verkehrsmittel für sich als Glied in der Gesamtheit der Wirtschaft eines Landes, Kontinents oder der Welt zu beurteilen ist. Die Früchte dieser Forschertätigkeit legte er in seinem Hauptwerk „Die Grundlagen der Verkehrswirtschaft“ nieder, das 1934 in erster Auflage erschien. Das Buch baut auf die von List, Sachs und Blum begonnenen Arbeiten auf und entwickelt sie weiter durch die Untersuchungen gegenwartsnaher Erscheinungen. Vor allem ist den verkehrs- und betriebswirtschaftlichen Grundlagen der verschiedenen Verkehrsmittel als einem besonders wichtigen Maßstab für ihre volkswirtschaftliche Beurteilung ein breiter Raum in vielfach neuartiger Betrachtungsweise gewidmet. In der 1949 erschienenen 2. Auflage erfüllte das Buch eine wesentliche Erweiterung durch die Abschnitte über Verkehr und Raumordnung unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsplanung sowie über das Verhältnis von Staat und Verkehr im Wandel der Zeiten. Das Buch ist dem Verkehrsfachmann ein Wegweiser für seine Entschlüsse in der Mannigfaltigkeit des Verkehrslebens und bringt dem Volkswirt das technische Instrument nach seinen technisch-wirtschaftlichen Grundlagen näher.

In dem Kapitel „Verkehr und Raumordnung“ der zweiten Auflage sind zwei für die Verkehrsplanung grundlegende Abhandlungen Piraths eingearbeitet worden. Für die Gestaltung der Verkehrsanlagen im weiten Raum der Landschaft wird die Frage beantwortet, ob besser die Landstraßen oder die Autobahnen aus Gründen der Zeit- und Kostenersparnis benutzt werden. Mit dieser Methode kann man die zweckmäßigste Lage der Autobahnen im Verhältnis zur Lage der übrigen Straßen ermitteln. Für die Verkehrsplanung im engeren Raum der Siedlungen schuf P. in seiner Schrift „Das Raum-Zeit-System der Siedlungen“ ein Hilfsmittel, um die geeignetsten Verkehrsmittel im Personennahverkehr bei Mittel- und Großstädten zu bestimmen.

Die vielseitige und grundlegende Forschertätigkeit Piraths fand ihre Anerkennung durch den Dr. rer. pol. h. c. der Universität Mainz und den Dr.-Ing. E. h. der Techn. Hochschule Hannover.

An seinem 70. Geburtstag kann Pirath mit Stolz auf seine wissenschaftlichen Arbeiten zurückblicken als eine Persönlichkeit, die nicht nur bei seinen Fachkollegen und Schülern, sondern weit darüber hinaus im In- und Ausland sich des höchsten Ansehens erfreut. Möge seine volle geistige und körperliche Schaffenskraft ihn noch viele Jahre erfüllen.

Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Müller, Aachen.

Schwingungstagung.

Der VDE-Fachausschuß für Schwingungstechnik veranstaltet unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. E. Lübcke, Berlin-Siemensstadt, vom 1. bis 3. Juli 1954 in Darmstadt eine Tagung, auf der führende in- und ausländische Wissenschaftler und Praktiker über folgende Gebiete sprechen werden:

1. Meßgeräte für mechanische Schwingungen,
2. Theorie der Schwingungen,
3. Schwingungsanwendungen,
4. Schwingungsbeseitigung,
5. Einwirkung von Schwingungen auf den Menschen und auf Materie,
6. Schwingungen auf Fahrzeugen.

Auskunft erteilt der Verein Deutscher Ingenieure, Abt. CO, Düsseldorf, Prinz-Georg-Str. 77—79. Tel.: 43 351.

Schweißtechnische Tagung.

Die große schweißtechnische Tagung findet vom 14. bis 16. Juni 1954 in Essen statt; die D.V.S.-Fachschau „Schweißen und Schneiden“ vom 12. bis 21. Juni ebenfalls in Essen.

Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. vom 6. bis 7. Mai 1954 in Essen.

Der Vorsitzende, Herr Dr.-Ing. Hans Minetti, teilte in seiner Eröffnungsansprache mit, daß beschlossen sei, im Einvernehmen mit ähnlichen Fachverbänden und wissenschaftlichen Gesellschaften die Tagungen nur noch in einem zweijährigen Rhythmus abzuhalten, um dadurch die Flut von Tagungen und Kongressen einzudämmen.

Einer alten Tradition entsprechend wird einmal im Jahr auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins für hervorragende Leistungen auf dem Gebiet des Stahlbetonbaues die Emil-Mörsch-Denkünze verliehen.

Diese hohe Auszeichnung empfing 1954 Herr Dr.-Ing. E. h. Max Lütze, Mitglied des Vorstandes der Wayss & Freytag AG., weil seine Leistungen auf dem Gebiet der Konstruktion und Ausbildung dem Stahlbetonbau wiederholt neue Anwendungsgebiete erschlossen haben und er die Entwicklung des Stahlbetons in Deutschland mit größter Verantwortungsfreudigkeit, Gewissenhaftigkeit und Zähigkeit durch neue Ideen und Anregungen wesentlich gefördert hat.

Ferner wurde Herr Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz, persönlich haftender Gesellschafter der Dyckerhoff & Widmann KG., zum Ehrenmitglied des Vereins ernannt, da er sich trotz seiner starken anderweitigen und ehrenamtlichen Aufgaben seit mehr als 20 Jahren ebenso fördernd und aufopfernd für die Aufgaben des Deutschen Beton-Vereins und zum Nutzen der gesamten Ingenieurbaukunst mit Rat und Tat eingesetzt hat.

Hülskens u. Co.

WESEL

See-, Fluß- und
Hafen-
baggerung

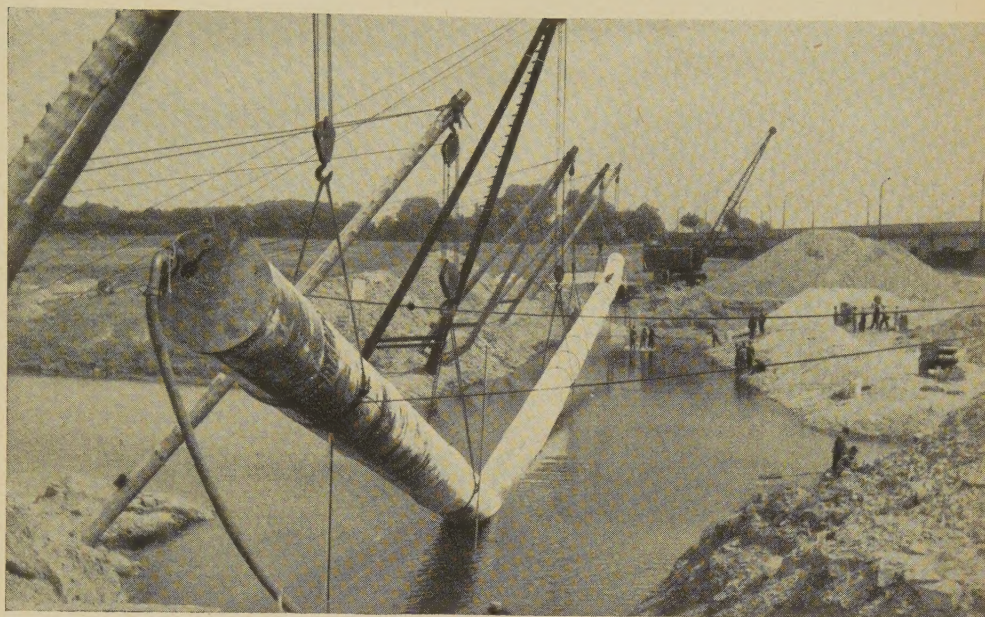
Dükerverlegung

Felsmeißel- und
Rammarbeiten

Schiffshebung

Sand- und Kies-
gewinnung

Schiffahrt



Düker durch die Ruhr

Haben Sie Lust zum Puzzlespiel,

wenn Sie konzentriert arbeiten müssen? Der Ärger mit eingerissenen technischen Zeichnungen hört mit der Verwendung von Tesaborde sofort auf.

Tesaborde 2 — Papier-Einfaßband

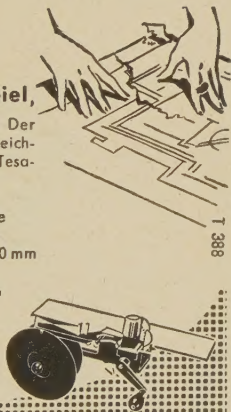
Tesaborde 3 — mit Perlonfaden-Einlage

Tesaborde 4 — reißfestes Spezialpapier

Alle 3 Sorten haben die Normbreite von 10 mm und sind heiß-lichtpausfähig.

In allen Büro- und Zeichenbedarfsgeschäften
BEIERSDORF HAMBURG

Tesaborde



Trass im Beton

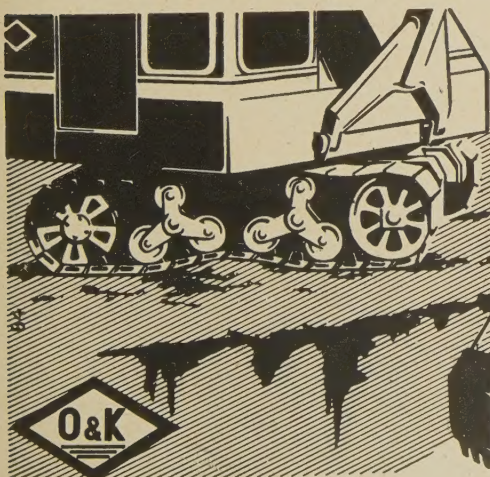
erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wasser

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.

ANDERNACH/RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava



Standfest und sicher



Standfestigkeit ist auch bei der Baggerarbeit höchstes Gebot. Durch pendelnde Rollenwagen passen sich die Raupenglieder des O & K-Kleinbaggers Type L 051 allen Bodenunebenheiten an. Spezial-Turasse verhindern die Schmutzansammlung innerhalb der Raupenkette. Das bedeutet erhöhte Sicherheit, besonders bei der Arbeit an Baugruben und Steilhängen.

Löffel 0,23 cbm • Speziallöffel für Dränearbeit • Greifer 0,2 — 0,3 cbm
Schleppschaukel 0,23-0,3 cbm • Kran 2 t Nutzlast • 25 PS O & K-Dieselmotor
Hinter O & K stehen mehr als 50 Jahre Erfahrung im Baggerbau.

ORENSTEIN-KOPPEL UND LUBECKER MASCHINENBAU AG

Geschäftsstellen: Berlin • Dortmund • Frankfurt/M. • Hamburg • Köln • München • Stuttgart

STELLENANGEBOTE

CHEFSTATIKER

als Abteilungsleiter sowie

2 weitere Führungskräfte

auf dem Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaues für Büro und Baustelle von großem Ingenieurbüro im Rheinland gesucht.

Bewerbungen erbeten unter „Der Bauingenieur 1011“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20.

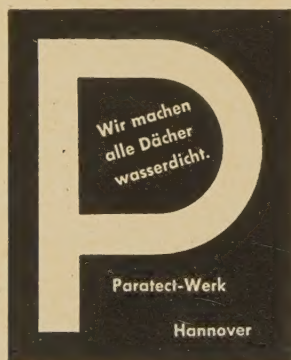
STELLENGESUCHE

JURIST (Ref.)

37 Jahre, engl. und frz. Sprachkenntnisse, 4 Semester TH (Bauwesen) sucht Stellung als jur. Mitarbeiter.

Gefl. Zuschriften unter „Der Bauingenieur 1016“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20, erbeten.

Dipl.-Ingenieur (Bauassessor)

41 J. alt mit 17jähr. Praxis, seit 8 Jahren Geschäftsführer einer mittl. Bauunternehmung, ungekündigt, befähigter Fachmann mit nachweis-
bar großen Erfolgen, bestens eingeführt bei Behörden und Industrie
des Ruhrgebietes, mit sehr guten Ref., sucht Umstände halber neuen
Wirkungskreis als Niederlassungsleiter oder Geschäftsführer.Angebote unter „Der Bauingenieur 1018“ an den Springer-Verlag,
Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20, erbeten.

Dialen SPERR-ANSTRICHE
schützen Mauerwerk, Beton und Eisen gegen Feuchtigkeit u. aggressive Wässer

Flüresit DICHTUNGSMITTEL
machen Beton und Mörtel wasserdicht — als Pulver, Paste und flüssig

ORGANA-Bautenschutz-GmbH, Bochum-Gerthe

BAUUNTERNEHMUNG
KARL HITZBLECK

Industriebau	Erdbewegungen
Siedlungsbau	Stollenbau
Stahlbetonbau	Kanalbau

Säurefeste und feuerfeste Arbeiten
Schreinerei — Werkstätten

DUISBURG

Sa.-Nr. Telefon 20043

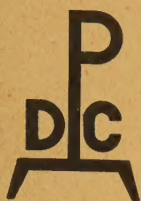


PLASTIMENT
PLASTOCRETE
BINDA
BETOWA
ANTISOL

VACUUM CONCRETE VERFAHREN
(General-Vertretung für das Bundesgebiet)

PLASTIMENT GMBH.
KARLSRUHE · POSTFACH 200 · TELEFON 9644

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

Perllit

der
langsam
blindende

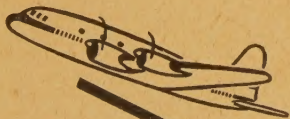
**KNAUF
GIPS**

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlspondwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und
„Boesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend
und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden



DEM FLUGZEUGBAU ABGEGUCKT

Typ. 60 R

RHENUS AG.
Andernach/Rh. 2610

Das Waben-system einer RHENUS-Tür
widersteht auch den stärksten Beanspruchungen. Leichtigkeit und Spannkraft sind wie beim Tragflächenbau in einem Spantenprinzip verwirklicht. Aber RHENUS-Türen sind nicht nur zukunfts-fest, ihre hygienische und harmonische Formgestaltung ist ein wesentliches Arbeitselement moderner Architektur.

**RHENUS
Türen**

Unser interessantes Informationsblatt über die Arbeit
mit Türen senden wir Ihnen gerne. Schreiben Sie kurz!

CERESIT

Mörtel- und Belandichtungsmittel
— Pulver — flüssig — breiartig —

Seit mehr als 4 Jahrzehnten bewährtes
Sperrverfahren gegen Feuchtigkeit und
Wasserschäden in Bauwerken jeder Art.
Druckschriften und technische Beratung
in allen Fragen des Bautenschutzes und
der Baurationalisierung kostenlos durch



WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH. UNNA i.W.

Streckmetall

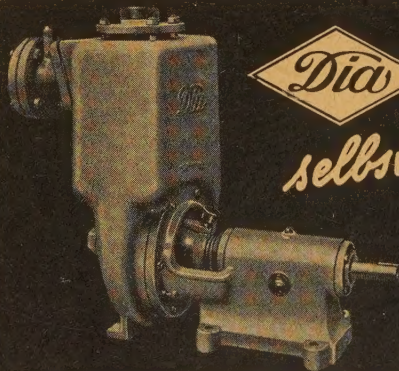
für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHUCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

ALS DICHTUNGSMITTEL
PROLAPIN DRP
MÖRTELZUSATZ
FLÜSSIG U. PULVER
HANS HAUENSCHILD · CHEM. FABRIK KG · HAMBURG



Zentrifugal-
PUMPE

selbstansaugend

bis 8 m
für Abwasser
und Dickstoffe

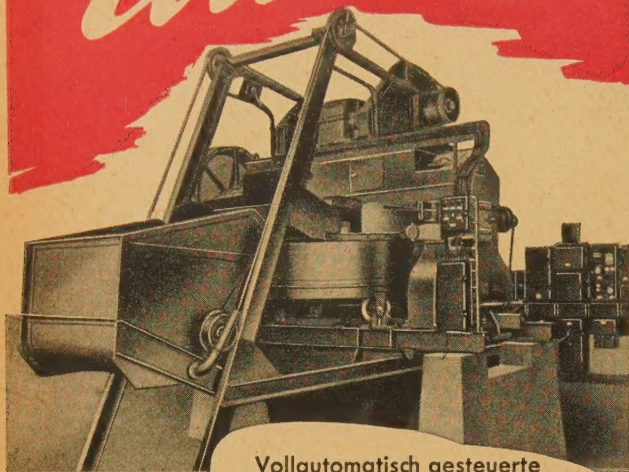
HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. · DÜSSELDORF/100

OMS

Lieferung - Planung
KLÄRANLAGEN

DEUTSCHE ABWASSER-REINIGUNGS- GES. M. B. H.,
STÄDTEREINIGUNG · WIESBADEN, FERNRUF 25666 und 28276

90 JAHRE

Eirich

Vollautomatisch gesteuerte
Hochleistungs-Betonfabriken
(Gegenstrom-Schnellmischer „Patent Eirich“)
zementsparend, gleichbleibend
in Wirkung und Leistung
Fordern Sie Aufklärung!

MASCHINENFABRIK GUSTAV EIRICH

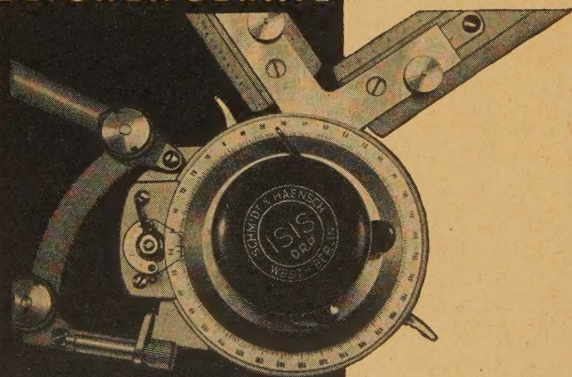
HARDHEIM • NORDBADEN • TELEFON 151-152



DIE NEUEN

ISIS-

ZEICHENGERÄTE



FORDERN SIE
UNSEREN
PROSPEKT J6a

Vertreternachweis durch den Alleinhersteller

SCHMIDT & HAENSCH · FEINMECHANIK U. OPTIK
BERLIN-SCHÖNEBERG · NAUMANNSTR. 33 · RUF 711625

K 5

- STROM- UND HAFENBAU
- MASSBAGGER- U. SPÜLARBEITEN
- DÜKERVERLEGUNGEN
- KIES- UND SANDBAGGEREIE
- SCHIFFFAHRT

HEINRICH HIRDES**GMBH · DUISBURG**